



TITLE:

トンネル施工に伴う土被りの浅い地山と支保部材の挙動特性に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

木村, 宏

CITATION:

木村, 宏. トンネル施工に伴う土被りの浅い地山と支保部材の挙動特性に関する研究. 京都大学, 2005, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2005-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r11642>

RIGHT:

トンネル施工に伴なう土被りの浅い地山と
支保部材の挙動特性に関する研究

木 村 宏

トンネル施工に伴う土被りの浅い地山と
支保部材の挙動特性に関する研究

木 村 宏

序

本論文は、主として、現場計測から得られたトンネル周辺地山の挙動と支保部材の挙動から、土被りの浅い土砂地山におけるトンネルの挙動特性を明らかにするとともに、既存の研究結果と本研究で得られたトンネルの挙動特性からこの種の地山におけるトンネルと地山の破壊について考察した。これにより、土被りの浅い未固結地山におけるトンネルの挙動と支保部材の合理的な設計・施工を考える基本的な指標が得られた。

本論文の構成は、次のようになっている。

第1章では、序論として、トンネルの設計・施工に対する基本的な考え方と設計施工の現状から本研究の位置づけを明らかにする。第2章では、成田層と呼ばれる滞水性の洪積砂層に施工された9つのトンネルで実施された現場計測から、トンネル周辺地山の挙動特性を明らかにする。第3章では、第2章で示した地山の挙動を地表と地中のトンネル縦横断両方向の沈下分布曲線の形状変化の観点から分析し、その挙動を特徴づける指標を提案する。

また、第4章では、同じく2つのショートベンチ工法で施工されたトンネルにおける支保部材に対する現場計測からトンネル支保部材の挙動特性を明らかにし、第5章では、サイロット工法で施工された2つのトンネルにおける支保部材に対する現場計測結果からトンネル支保部材の挙動特性を明らかにする。第6章では、第4章、第5章の結果と第2章の結果から得られるトンネル支保設計において考慮すべき知見を述べる。さらに、第7章では、土被りの浅い土砂地山におけるトンネルおよび地山の破壊について、既存の模型実験などによる研究成果と4つのトンネルにおけるトンネル破壊状況を第2章、第3章で得られた成果に基づいて考察し、トンネル破壊の特性を明らかにする。

第8章では、第2章から第7章までの分析結果を踏まえ、支保と地山の相互作用の観点からトンネルの設計・施工を見直し、トンネル設計・施工の理念として示す。最後に、第9章では、結論として、本研究で得られた成果をまとめて示す。

	目 次	Page
第 1 章	序論……………	1
第 1 節	概説……………	1
第 2 節	地山および支保部材の挙動特性と山岳トンネル 構造物の設計・施工……………	1
2-1	山岳トンネルの設計……………	2
2-2	地山およびトンネル支保の特性把握の方法……………	6
	(1) コア試験 ……………	6
	(2) 模型実験 ……………	6
	(3) 現場計測 ……………	8
2-3	地山の挙動特性と設計……………	9
2-4	支保部材の挙動特性と設計……………	9
	(1) ロックボルトの挙動特性と設計……………	9
	(2) 吹付けコンクリートの挙動特性と設計……………	11
	(3) 鋼製支保工の挙動特性と設計……………	12
	(4) 二次覆工の挙動特性と設計……………	13
2-5	地山分類に基づく山岳トンネルの設計……………	14
第 3 節	トンネル設計・施工の理念と本研究の位置づけ……………	14
第 2 章	地山の挙動 ……………	21
第 1 節	序論……………	21
第 2 節	トンネルの施工と現場計測……………	24
2-1	トンネルの概要……………	24
2-2	地形、地質概要……………	24
2-3	設計、施工の概要……………	26
	(1) 設計……………	26
	(2) 施工……………	28
2-4	現場計測 ……………	28
第 3 節	トンネル周辺地山の挙動 ……………	32
3-1	トンネル切羽到達前の現象……………	32
	(1) 先行隆起または先行相対隆起……………	32
	(2) 先行横断クラック……………	35
	(3) 地表と地中における先行沈下と相対隆起……………	36
3-2	切羽通過前後の現象……………	39
	(1) 急激な沈下……………	39

	(2) 相対変位	39
3-3	切羽通過後の現象	42
	(1) 地表面沈下性状	42
	(2) 相対変位	43
第 4 節	沈下現象と地山および施工の評価	45
第 5 節	結論	46
第 3 章	トンネル掘削による地山挙動を特徴づける指標	50
第 1 節	序論	50
第 2 節	地山挙動の評価の考え方	51
第 3 節	トンネル縦断方向沈下分布曲線の評価	52
3-1	傾斜 (θ) による評価	52
3-2	曲げモーメント指数 (M') による評価	54
3-3	せん断指数 (Q') による評価	55
第 4 節	トンネル横断方向沈下分布曲線の評価	57
4-1	正規分布曲線の特徴	57
4-2	最大沈下量 (α)	58
4-3	最大沈下量の発生する位置 (β)	59
4-4	変曲点の位置 (ϵ)	59
4-5	傾斜 (θ)、曲げモーメント指数 (M')、 せん断指数 (Q')	62
第 5 節	結論	63
第 4 章	ショートベンチ工法を採用した場合の 支保部材の挙動	66
第 1 節	序論	66
第 2 節	トンネル施工に伴なう支保部材の挙動	68
2-1	吹付けコンクリートの挙動	68
	(1) 現場計測	68
	(2) 接線方向応力	69
	(3) ひずみ	79
	(4) 吹付けコンクリート・地山境界応力	96
2-2	ロックボルトの挙動	108
	(1) 現場計測	108
	(2) ひずみ	109
	(3) まとめ	153

	2-3	鋼製支保工の挙動	157
	(1)	現場計測	157
	(2)	軸方向応力	157
	(3)	曲げひずみ	162
	(4)	まとめ	166
	2-4	二次覆工の挙動	169
	(1)	現場計測	169
	(2)	接線方向応力	170
	(3)	ひずみ	172
	(4)	吹付けコンクリート・二次覆工境界応力	176
	(5)	まとめ	179
第 3 節		結論	181
3-1		吹付けコンクリート	181
3-2		ロックボルト	181
3-3		鋼製支保工	182
3-4		二次覆工	182
第 5 章		サイロット工法を採用した場合の支保部材の挙動	185
第 1 節		序論	185
第 2 節		トンネル施工に伴う支保部材の挙動	186
2-1		吹付けコンクリートの挙動	186
	(1)	現場計測	186
	(2)	接線方向応力	187
	(3)	曲げモーメント	199
	(4)	吹付けコンクリート・地山境界応力	204
2-2		ロックボルトの挙動	210
	(1)	現場計測	210
	(2)	ひずみ	210
	(3)	まとめ	248
2-3		鋼製支保工の挙動	251
	(1)	現場計測	251
	(2)	軸方向応力	251
	(3)	曲げモーメントと曲げひずみ	273
第 3 節		結論	292
3-1		吹付けコンクリート	292
3-2		ロックボルト	292

3-3	鋼製支保工	293
第 6 章	支保部材の機能と設計に対する知見	295
第 1 節	序論	295
第 2 節	支保部材の機能の評価と設計に対する知見	295
2-1	吹付けコンクリート	296
2-2	ロックボルト	297
2-3	鋼製支保工	302
2-4	二次覆工	303
第 3 節	その他の設計要素の設計	304
3-1	サイロットの大きさと形状	304
3-2	小分割施工	307
3-3	ベンチ長	307
3-4	インバート 1 施工長（1 掘削長）とプレーン コンクリートによるインバートの施工	309
3-5	下半掘削の手順	311
第 4 節	現場計測の評価	312
第 5 節	結論	313
第 7 章	土被りの浅い土砂地山におけるトンネルの破壊	316
第 1 節	序論	316
第 2 節	トンネルおよびその周辺地山の破壊に関する 既往の研究と現場計測からみたトンネルの破壊	316
2-1	トンネル周辺地山の破壊	316
	（1）模型実験からの考察	316
	（2）解析結果からの考察	319
	（3）現場計測からの考察	320
2-2	トンネルの破壊モード	359
2-3	トンネルの破壊に至るメカニズム	361
第 3 節	結論	363
第 8 章	トンネル設計・施工の理念	366
第 1 節	序論	366
第 2 節	トンネルの設計・施工の理念	366
2-1	地山	366
2-2	地山と支保の相互作用	367

	2-3	設計・施工の一体化……………	368
	2-4	すべてのトンネルの設計・施工を統一する概念…	369
		(1) 考える主体は地山である……………	369
		(2) 地山と支保の相互作用を考える……………	370
		(3) トンネルに課された個別の制約条件、課題を 考える……………	371
	2-5	トンネルの設計・施工の理念……………	371
第	3 節	理念に合うトンネルの設計・施工……………	371
	3-1	設計者・施工者・施工管理者が対象 トンネルの設計・施工について統一した 理解をしていること……………	372
	3-2	設計・施工・施工管理が有機的に関連性を もって推進できること……………	373
		(1) 設計変更……………	374
		(2) モニタリングとフィールドメジャメント……………	374
		(3) アナログ情報の多様性とデジタルデータの 一般性……………	375
		(4) 数値解析の役割……………	376
	3-3	トンネルの合目的性に合うことを考えた 設計・施工であること……………	378
第	4 節	トンネルエンジニアの役割と課題……………	378
第	5 節	結論……………	381
第 9 章		結論……………	383

第 1 章 序 論

第1節 概説

山岳トンネル工法の分野における地盤に対する応用力学の発展と注意深いトンネル工事の観察の結果、トンネルの安定のために、地山の持つ耐力を最大限に活用することの有効性と重要性が示された。一方、吹付けコンクリートやロックボルト等の支保部材の開発により、地山の持つ耐力を有効に活用する施工も可能となってきた。このような技術は、トンネル周辺地山をトンネル空間を支える主要な要素として考えることから、トンネル構造物の設計・施工の考え方に根本的な変化をもたらした。その結果、経験の所産として考えられていた山岳トンネル構造物の設計・施工は、地山と支保部材の相互作用の評価に基づく論理的で合理的なものとなってきた。しかし、トンネル掘削時の地山の挙動及び支保と地山の相互作用は、トンネルの施工が幾何学的には三次元的であること、また、その過程がいくつかの段階を経て行なわれることから未だ明確になっていない点が残っており、この点の解明が更なる山岳トンネル工法の発展に寄与するものと考えられる。

第2節 地山および支保部材の挙動特性と山岳トンネル構造物の設計・施工

山岳トンネルの設計と施工は、1970年代に「地山の持つ耐力を最大限に活用してトンネルの設計・施工を行う概念」を実践する工法として、いわゆる NATM (New Austrian Tunneling Method)¹⁾²⁾³⁾⁴⁾が導入されたことにより大きな転換期を迎えた。

従来、地山とトンネル構造物は全く別のものと考えられ、地山は、トンネル構造物に土圧や水圧を作用させる敵とみなされていた。そのため、トンネルの設計は、この地山からの土圧を想定し、その土圧に耐える構造体はどうあるべきかという観点で行なわれてきた。そして、トンネルの施工は、トンネル構造体を作る空間をいかに仮設的に確保するかということに主眼をおいて考えられてきた。したがって、トンネルにおける工学的な研究の主眼も、このトンネル土圧をいかにして見積もるか、そして、その土圧にたえる構造体はどうあるべきかということに置かれてきた。

しかし、トンネル工事の歴史や従来の施工法全体に目を向けると、NATMの概念が導入されるまでもなく、地山の持つ耐力を利用してトンネル構造物を構築する空間を確保したり、土圧の大小を地山ごとに評価する過程で、地山の耐力を活用してきたといえる。ただ、NATMがそれまでの考え方ややり方と異なる点

は、トンネルの施工過程で行なわれる地山の掘削や支保という行為とこれに対する地山の反応を分析し、力学的な考察を加えてひとつのメカニズムとして一般化することにより、地山とトンネルの設計・施工を一体不可分のものとして考える基盤を持って出現したということにあると考える。さらに特筆すべきは、「NATMでは、地山の耐力を最大限に活用する。」という目的を達成するために、地山や支保部材の挙動をモニタリングして現に施工されている支保や施工方法がこの目的に沿ったものとなっているかどうかを評価して、設計、施工方法の変更を臨機に行っていくことを前提にしていることにある。

しかしながら、トンネルエンジニア側のNATMに対する認識は少々異なっていた。彼らは、このようなNATMの考え方以上に、これまでとは異なった支保部材を用いるとそれまでより容易にトンネル空間を確保することができることに大いなる啓発を受けた。その支保部材とはまさしく、吹付けコンクリートとロックボルトであり、それまで用いていた鋼製支保工と矢板に変わり、その支保力の大きさと地質に対する適用性の広さの点で大きな注目を集めることになったのである。

したがって、いわゆるNATMと言えば「吹付けコンクリートとロックボルトを支保部材として使ったトンネル工法」という誤った理解が広まることになった。加えて、施工中の地山や支保部材のモニタリングから最適な支保を判断することが難しいこと、当初決めた設計や施工方法の変更が契約上容易でないことが原因となって、施工中の現場計測結果の活用が進まないまま、標準の山岳トンネル工法として設計、施工方法が位置づけられことになったため、NATMの考え方の実践に対するトンネルエンジニアの意欲が低下し、この誤った理解が、未だに、払拭されていないと思われる。

2-1 山岳トンネルの設計

山岳トンネルの設計は、地山掘削後の空間を確保するための支保部材に対する設計と永久構造物としての覆工の設計の2つに分けられる。しかしながら、トンネル工事の困難さが覆工を構築するための空間を確保することにあることから、多くの場合、このための支保部材に対する設計が中心に考えられてきた。

一般に、山岳トンネル構造物の設計方法に対する研究は、図1-1に示す流れで行われていると考えられる。まず、現場計測や室内モデル実験を用いて、地山材料や支保部材のトンネル施工時の挙動特性が把握される。そして、この特性は、次に示す3つの流れで評価され、設計に取り入れられている。

①各々の支保部材や地山の破壊、または、支保全体の破壊を想定し、その破壊が生じるのに必要な外力に耐える支保力として地山の耐力と支保部材の耐力を考え、

想定した算定式を用いて必要な支保部材を求める。

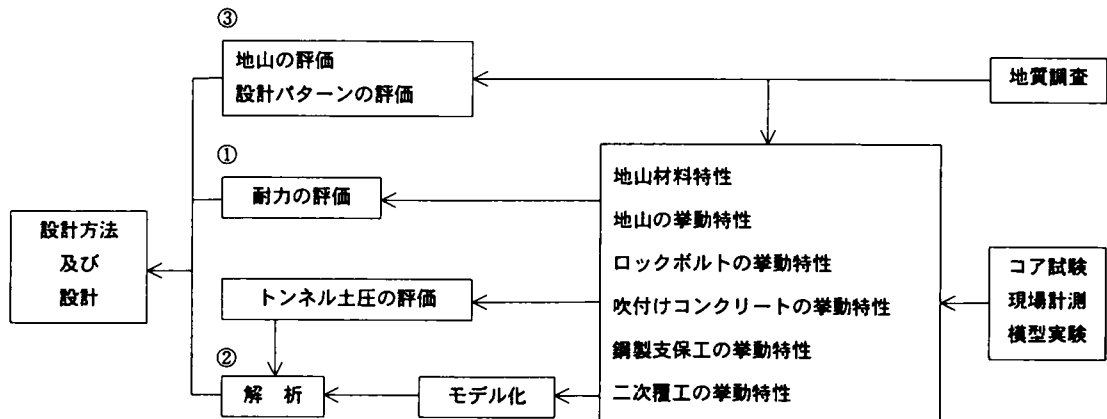


図 1 - 1 山岳トンネル構造物の設計方法に関する研究の関連

②トンネル施工に伴う地山と支保部材の挙動からその特性が発生する要因を地山自身や支保部材の特性に加えて、支保部材相互、あるいは、支保部材と地山間の相互作用として位置づけ、これを力学モデルに置き換えて、一定の設計、施工条件を与えトンネル掘削という時間的、空間的な施工形態を反映した解析を行う。この解析結果から地山の变形や支保部材の状態を推定し、与えられた設計、施工の妥当性を評価して設計とする。一方、地山材料特性から、トンネルに作用する土圧を想定し、この力学モデルに外力として作用させる解析を行う場合もある。

③過去の施工実績を現場計測によって評価し、地山分類と結びつけた設計パターンを作成し、対象となるトンネルにおける地山状態の評価に基づき、支保の設計パターンを決定する。

表 1 - 1 提案されている支保全体に対する設計手法とその基本的考え方

設計手法		設計の基本的な考え方
①	Rabcewiczの方法 (1964, 65)	トンネル周辺の破壊モードを想定した支保と地山の極限つりあいに基づく設計。支保力としては、①地山、②ロックボルト、③吹付けコンクリート、④鋼製支保工について、各々地山の内空側に押し出してくる力に対する抵抗力として求められる。 ①地山 : すべり面に沿うせん断抵抗 ②ロックボルト : 引張耐力 ③吹付けコンクリート : すべり面に沿うせん断抵抗 ④鋼製支保工 : すべり面に沿うせん断抵抗 ①～④の総和が支保力として算定されるが、地山に応じて必要とされる支保力がいくらかはわからない。
	岡の方法 (1977)	Rabcewiczの思想を受け継ぎ、地山に応じて必要とされる支保力を算定する方法を提示。地山の支保力は、この必要とされる支保力の算定に取り入れられる。 ①吹付けコンクリート : 厚肉リングとして静水圧状の土圧に対する抵抗 ②ロックボルト : 地山との接着成分と地山の応力再配分による $\sigma \theta$ の増分によって増える摩擦成分を引抜試験から算定し、これによって発生する軸力 ③鋼製支保工 : リングに作用する静水圧状土圧に対する抵抗

表1-1 つづき 提案されている支保全体に対する設計手法とその基本的考え方

	設計手法	設計の基本的な考え方
②	有限要素法 (FEM) による方法	<p>地山の構成式として、弾性、非線形弾性、弾塑性、粘弾性などの地山物性を反映したものを用いる。</p> <p>地山の降伏条件としては、Mohr-Coulomb, Drucker-Pragerなどの規準が用いられる。</p> <p>支保部材については、構造、地山との相互作用を考慮してRod, Beamあるいは、平面要素でモデル化される。</p> <p>地山の安定性は、地山内の応力状態が降伏条件に達しているか否かで判定される。トンネルの掘削、支保の過程を考慮するのが一般的である。</p> <p>主として、二次元平面ひずみ状態の過程に基づいており、切羽の進行を二次元の中に取り入れることも行われている。</p>
	R Q D による方法 (1972)	<p>R Q D (Rock Quality Designation) による岩盤分類に基づく。Cording, Hendron, Deere らはR Q DとTerzaghiのRock Load Factorを結びつけて、R Q Dとロックボルト、鋼製支保工を用いるトンネルの支保の大きさの関係を明らかにした。</p> <p>さらに、Merrittは、R Q Dにより必要とされる支保工の大きさを分類した。</p>
③	Bieniawskiの 方法 (1979)	<p>①新鮮な岩材料の強度、②ボーリングコアの質(R Q D)、③ジョイントの間隔、④ジョイントの状態、⑤地下水の状態、⑥ジョイントの走行及び傾斜という6つのパラメータを数量化して定量的な岩盤分類を行い、この岩盤分類に適合するロックボルト、吹付けコンクリート、鋼製支保工の寸法を与えている。</p>
	Bartonの 方法 (1976)	<p>R Q D、J_n (不連続面系の数を表すパラメータ)、J_r (不連続面系の粗さを表すパラメータ)、J_a (充填物及び不連続面壁の岩の性質を表すパラメータ)、J_w (不連続面の水の状態を表すパラメータ)、S F R (不連続面の応力減少状態を表すパラメータ)の6個の指標を数量化し、地山の安定度を示す指標Q ($Q = R Q D \times J_r \times J_w / J_n / J_a / S F R$) による地山分類を行い、この地山分類に応じた鋼製支保工、ロックボルト、吹付けコンクリートの寸法を与えている。</p>
	Wickham の 方法 (1974)	<p>地質学的パラメータ(A)、構造パラメータ(B)、地下水及び亀裂状態のパラメータ(C)の3つの指標を用いて数量化し、その総和であるR S R値によって地山評価を行い、R S R値に応じた鋼製支保工、ロックボルト、吹付けコンクリートの寸法を与えている。</p>
	日本鉄道建設 公団 (1996)	<p>岩種と弾性波速度、地山強度比をもとに7種類に分類した地山毎に、トンネル断面の大きさを考慮して鋼製支保工、ロックボルト、吹付けコンクリートの寸法と配置パターンを与えている。</p>
	日本道路公団 (2002)	<p>岩種、弾性波速度、地山強度比、コアの採取率、目視状態、R Q D、ハンマー打撃による割れ方、亀裂間隔を指標に事前に、あるいは掘削時の岩の状態や切羽の自立性、内空変位を指標に施工中に地山を分類、評価し、そのうちB、C、D級の地山に対して掘削方法、1掘進長、ロックボルト、鋼製支保工、吹付けコンクリート、二次覆工の寸法を与えている。</p>
	A F T E S (1981)	<p>岩石の強度、割れ目の間隔、地下水の状態等を基にして、10種類に分類した地山毎にロックボルト、鋼製支保工、吹付けコンクリートの支保規準を与えている。</p>

このような方法による支保部材全体に対する設計方法としては、表1—1に示す手法が提案されてきた。Rabcewicz (1964¹⁾²⁾, 1965³⁾) や岡(1977⁴⁾)によって提案された手法は①に、FEM(Finite Element Method)、DEM(Distinct Element Method)などの数値解析を用いる手法や想定した土圧を骨組み構造解析モデル等に載荷して解析する手法は②に、Deer et al.(1969⁵⁾), Bieniauski.(1979⁶⁾), Barton et al.(1974⁷⁾), Wickman et al (1974⁸⁾)によって定量化された地山分類に応じて示された支保基準や、日本鉄道建設公団(1996⁹⁾)、日本道路公団(2002¹⁰⁾)、A F T E S (Association Francaise des Traveau en Souterrain)(1981¹¹⁾)などによって与えられた設計パターンは③に該当するものと言える。

表1—2 ロックボルトに対して提案されている設計手法とその基本的考え方

提案者	設計の基本的考え方
Feder (1977)	等方等圧下の地山における円形空洞の掘削により生ずるせん断すべり面を想定し、地山にせん断破壊が発生した後、すべり面に対してどのようにせん断抵抗を増大させるように作用するかを、ロックボルトの許容応力、ロックボルトとせん断すべり面の角度から求める。せん断抵抗増分は、地山の粘着力の増大として見積もられる。
Dudek et al. (1978)	対象となるのはプレストレスを与えるタイプのロックボルト。空洞天端のロックボルトで補強されたゾーンのアーチとその上部のゆるみ領域の重量の釣り合い条件から、ロックボルトの長さ、緊張力が算定される。
山本 (1978)	土被りの浅い塑性地山を対象としたロックボルトが対象。ロックボルトは少なくとも発生する緩み土圧を地山に還元するだけのすべり抵抗を発揮すれば、ロックボルト周辺の地山は一体化したブロック効果を発揮するとの仮定に基づき、一本のロックボルトによって形成された地山のブロックが一つの両端ヒンジのはりを形成するものと考え、多ヒンジアーチの解析からそれぞれの地山ブロックが破壊するか否かにより地山の安定性を評価する。
Egger (1973)	地山の状況を①だいたい安定している。②破碎されている。③押し出し状態にある。の3つに分け、先端接着型及び全面接着型の2つのロックボルトに対して、独自の弾塑性解析を適用して地山の安定性を評価する。先端接着型に加えられるプレストレスは、地山内に作用する内圧・外圧として算定され、全面接着型の効果は地山のせん断強度増分として見積もられる。
Seeber et al. (1979)	岩盤におけるロックボルトの縫いつけ効果、ロックボルト長を考慮した設計法。縫いつけ効果は、塑性域の岩盤の粘着力の増加として計算。 ①地山を鉄筋コンクリートと考えた場合の鉄筋量、②ロックボルト断面積とトンネル径の関係、③岩石の三軸圧縮強度、④ロックボルトの材料強度、⑤すべり面と変位量⑥ロックボルトの引張応力の6つの要素が考慮できる。
Bischoff et al. (1975)	ロックボルトに発生する軸力を周辺岩盤で形成されるアーチの耐荷力を増大させるための拘束圧として捉え、拘束圧による岩盤強度の増大としてロックボルトの効果を評価する。

一方、支保全体としてではなく、支保部材個々についての設計方法を取り扱っ

たものとしては、Egger (1973¹²⁾¹³⁾、Feder (1977¹⁴⁾)、Dudek (1978¹⁵⁾)、Seeber et al. (1979¹⁶⁾)、山本 (1978¹⁷⁾)、Bischoff et al. (1975¹⁸⁾)により提案されているロックボルトの設計法 (表 1-2) がある。

しかし、いずれの場合も、現場計測や室内模型実験などにより、地山や支保部材の種々の条件下における挙動特性と相互作用の把握が基本となっており、設計方法の開発を前提として、現場計測や室内模型実験から地山や支保の挙動に関する研究が進められている。また、③については、いかに的確に地山分類を行うかに研究の主眼が置かれ、施工時には、切羽観察、モニタリングや各種現場計測により適正な設計の修正を目指している。

2-2 地山およびトンネル支保の特性把握の方法

(1) コア試験

コア試験は、地山材料の物理的および力学的特性を把握するために実施される。しかし、コア試験に供される試料は、トンネルの大きさに比べ極めて小さなもので、構造物が施工される地山の僅かな部分、しかも試料として採取可能な比較的良質な条件下の情報を与えてくれるにすぎない。クラック等が地山材料の挙動特性に与える影響をコア試験から定量的に把握する研究も行われているが、一般に、クラックや断層等の地質分離面とその状況、地質構造的な諸条件等がトンネル構造物の施工に与える影響を把握するのは依然として困難である。

しかし、トンネルが施工される地盤が比較的均質な場合、あるいは、地山材料自身の力学特性がトンネル構造物の施工と安定に支配的な影響を及ぼす場合には、このコア試験の結果が有効に利用される。さらに、我々が手にし得る地山材料の生の情報としての重要性は大きい。

(2) 模型実験

一方、トンネル掘削時の地山挙動や支保部材の効果等を調べるため、模型実験も数多く行われている。その代表的な事例を、表 1-3 に示す。これらの模型実験は、主として、①トンネル掘削に伴う地山挙動とトンネル作用土圧の追跡に主眼を置くもの、②支保部材の効果の把握に主眼を置くもの、③支保部材の破壊モードと耐荷力の把握に主眼を置くもの、の三つに分けられる。村山ら (1968¹⁹⁾、1974²⁰⁾ の落し戸の実験、Cambridge University (1974²¹⁾、1975²²⁾、1977²³⁾) や Takemura ら (1990²⁴⁾) の遠心加速装置を使った実験、Müller ら (1978²⁵⁾) の実験等は①に分類され、Korbin ら (1976²⁶⁾) の実験、山本ら (1978²⁷⁾) の落し戸の実験、安井 (1981²⁸⁾) の寒天による実験、足立ら (1985²⁹⁾) のケント紙を用いた実験等は、②に該当する。一方、坂本 (1962³⁰⁾) による鋼製支保工の載荷試験、

Fernandez, Del-gado (1976³¹⁾)や Holmgren ら(1976³²⁾)の吹付けコンクリートの
 載荷試験、Baumann ら(1984³³⁾)のラティス支保工の試験等は、③と言えよう。

しかし、いずれの場合も、模型と実物の挙動の相互関係を支配する相似率の評
 価が難しいため、模型で得られた挙動や値の実物への適用に当っては十分な検討
 が必要とされている。また、福島ら(1989³⁴⁾)、足立ら(1993³⁵⁾)の実験に見られ
 るように、補助工法や先受け工の効果に対する模型実験も盛んに行われるよう
 になっている。

表 1 - 3 代表的な模型実験例

	発表者等	相似則	装 置	材 料	特 徴
①	小野ら (1938) ⁴⁵⁾	考慮せず	二次元降下床	乾燥砂	ゆるみ土圧の測定
	村山ら (1968)	考慮せず	二次元降下床	乾燥砂 アルミ棒 積層体	地山内の変位領域 ゆるみ土圧の測定
	Cambridge University (1974)	考慮して いる	遠心載荷装置 (二次元)	乾燥砂 カオリン	地山の変位状況、Load Factorによる地山安定 性の評価
	Takemuraら (1990)	考慮して いる	遠心載荷装置 (二次元)	川崎粘土	地山の変位状況と破壊 モード
	Müller et al (1978)	考慮せず	三次元	擬似粘土 材料	地山中の土圧のトンネル 掘進に伴う変化
	猪熊ら ⁴⁶⁾ (1980)	$\lambda = L/L'$ $C/\gamma L$ $\tan\phi$ を 考慮	三次元降下床	乾燥砂と 含水比2 %の砂	切羽付近の地中応力状態 及びトンネルに作用する 土圧
②	Goodman et al (1976)	考慮せず	二次元載荷	岩石、砂 水、セメ ント	不連続面におけるロック ボルトの効果の測定
	山本 (1978)	考慮せず	二次元降下床	乾燥砂	降下変位とトンネル土圧 の関係からロックボルト の効果の評価
	Korbin et al (1976)	$\lambda = L/L'$ 時間依存 性特性	三次元	砂 ワックス	切羽進行に伴う変位測 定からロックボルトの 効果を評価
	日本国有鉄道 ⁴⁷⁾ (1979)	$\zeta = a/a'$ $\lambda = L/L'$ を考慮	三次元載荷	モルタル	ロックボルト、ライニン グ、素堀りの場合の変位 と載荷量の関係からロッ クボルト、ライニングの 効果を評価
	鹿島建設 ⁴⁸⁾ (1979)	考慮せず	二次元載荷	ベントナ イトモル タル	内空変位、トンネル土圧 地山内応力、ロックボル トの軸力の測定からロッ クボルト、薄肉ライニン グの効果の評価
	安井 (1981)	考慮せず	二次元	寒天	地山に発生する破壊面 変形の状態からロックボ ルトの効果の評価
	足立ら (1985)	考慮せず	二次元 三次元	乾燥砂 ケント紙 アルミ棒 積層体	変位及びトンネル破壊 状況と破壊荷重の関係か らロックボルト、薄肉ラ イニングの効果の評価

表 1 - 3 つづき 代表的な模型実験例

	発表者等	相似則	特 徴
③	Fernandez et al (1976)	考慮せず	吹付けコンクリートと地山の付着状況、載荷部の吹付け形状、吹付け厚、吹付けコンクリートの補強状況等、種々の条件下における吹付けコンクリートの破壊状況、耐荷力の関係から吹付けコンクリートの構造を評価
	Holmgren et al (1976)	考慮せず	吹付けコンクリートの押し抜きせん断抵抗から破壊形式、破壊荷重を評価
	Baumann et al (1984)	考慮せず	ラチスガーダーの載荷試験からラチス支保工は吹付けコンクリートの中では鉄筋コンクリート状を呈することに基づく設計計算式を提案
	日本国有鉄道 (1979)	考慮せず	覆工の載荷試験による耐荷力と耐荷力の発生機構を研究
	今田ら ⁵⁰⁾ (1980)	考慮せず	実物大の鋼製支保工、1/2スケールの覆工、円形トンネルの載荷試験を行い、種々の載荷条件下での、それぞれの耐荷力とその発生機構を考慮。

(3) 現場計測

現場計測は、トンネル空間を支える地山と支保部材が実際のトンネル施工に伴ってどのような挙動をするかを調査するために行われる。

ワシントン地下鉄 (Hansmire ら (1975³⁶⁾)、ボッフオム地下鉄³⁷⁾、ミュンヘン地下鉄 (Lessmann (1978³⁸⁾)) をはじめとし、国の内外を問わず、トンネルの安定のために地山の持つ耐力を最大限に利用するという思想でトンネルの建設が行われているあらゆる現場で、モニタリングあるいは、フィールドメジャーメントとして現場計測が実施されている。しかし、現場計測によって得られる地山自身や支保部材の挙動には、そこで実施されたトンネルの掘削方法から支保手順、施工精度に至るまでのあらゆる施工要素の影響が含まれている。また、現場計測で得られた値は、支保部材の施工精度や測定機器の信頼性に大きく依存していることもあって解釈には注意が必要である。

近年、測定機器の改良、開発が進み、比較的精度の高い測定結果が得られるようになり、現場計測結果を詳細に検討することができるようになったので、トンネル周辺の地山挙動はもとより、支保部材の挙動についても現場計測結果に基づいた評価が行えるようになってきている。したがって、コア試験や模型実験では得られない現実の地山と支保部材の生の挙動を情報として我々に与えてくれるという点からも現場計測の重要性は高い。さらに、現場計測をトンネル施工の安全管理はもとより、トンネル工法の基本としての地山の耐力を最大限に活用するために施工の過程で設計の地山への適合性を評価する方法として利用することも行われてきている。

2-3 地山の挙動特性と設計

各種のコア試験、模型実験、現場計測で研究されている地山材料は、その力学特性から大別すると、不連続性岩盤、連続性岩盤、土砂（砂質土、粘性土）等に分けられるが、トンネル工事においては、これらの地山材料が交錯して出現するのが普通である。

不連続性岩盤については、母岩自体の変形特性はもとより、層理、節理をはじめとする岩盤内のき裂の頻度、幅、き裂中の介在物とその風化の程度、さらに、これらとトンネルの相対的な大きさ等の要素がトンネルの挙動に及ぼす影響が大きいことから、これらを評価する手法の研究が進められている。これらの研究成果は、Barton の Q-System(1974³⁹⁾)や Brown-Hoek の方法(1980⁴⁰⁾)等としてトンネル支保の設計パターンの設定に用いられているほか、有限要素法等の数値解析の中にもジョイント要素、個別剛体要素、バネ剛体要素等としてモデル化されて取り入れられ、定量的な評価が試みられている。

連続性岩盤については、泥岩や凝灰岩等のように比較的不連続面が少ない均質な材料や粘性土や砂質土に対して、材料の構成式を明らかにする研究が行われている。しかし、いずれの材料も固相、水相、気相の3相構造を成しており、これら3つの特性が複雑に絡みあった力学特性を示すため、提案されている構成式は複雑なものとなっている。そのため、地山材料の物性をすべてモデル化し、定式化してトンネル挙動の解析に用いる試みは、技術的にも、経済的にも実用レベルとはなっていない。

現在、構成式の中で、特に、トンネルの挙動に支配的な要素として地山材料の力学特性である、弾性、塑性、粘性、非線形弾性、降伏条件、破壊条件、圧密過程、浸透流等については定式化され、連続体の数値解析に導入されてきている。しかし、このような解析を用いて行うトンネルの設計では、トンネルの施工過程をどう解析に反映させるか、支保部材の効果をどう評価するか、あるいは、得られた結果をどのように評価するのか、という問題が残されている。

2-4 支保部材の挙動特性と設計

(1) ロックボルトの挙動特性と設計

ロックボルトがトンネルの安定に効果があることは、古くから鉱山技術者をはじめとする現場技術者の間ではよく知られていた。ロックボルトは、地山との定着機構別に先端定着式と全面定着式および摩擦定着式の3種類に分けられ、さらに、導入されるプレストレスの有無に応じて、その挙動特性が研究されており、表1-4に示すような地山とロックボルトの相互作用を考えた支保効果があると

評価されている。

表 1-4 ロックボルトの支保効果

作用効果	特 徴
縫い付け効果	地山に構造物、あるいは割れ目のある岩盤同志をロックボルトで縫い付けることにより、構造物と地山あるいは岩盤同志の付着力、摩擦力が増大する効果
吊下げ効果	亀裂、節理の入った不安定な岩盤をしっかりとした堅固な岩盤にロックボルトで吊り下げる効果で、ロックボルトの引張力を評価する。
はり形成効果	層理や亀裂で分割された岩盤がトンネル空間に対してはり状になって支持力を発揮するようにロックボルトがトンネル上部の岩盤を一体化する効果であり、ロックボルトが層状岩盤等の層間に十分なせん断抵抗が発揮されるよう働く効果を評価する。
アーチ形成効果	トンネル周辺に放射状に打設されたロックボルトによりトンネル壁面と地山の奥の変位差が固定され、地山のトンネル内空への押し出しによるくさび作用を増加させる。また、プレストレスの導入によりトンネル近傍に圧縮帯のアーチを形成し、支保工に作用する荷重を減少させる効果

先端接着式や、これにプレストレスを導入した場合のロックボルトについては、力学的な相互作用が比較的単純であるため、解析的には外荷重としてモデル化して取り入れやすい。一方、全面接着式の場合には、ロックボルトは地山と一体となって挙動するため、その作用効果は地山の挙動特性に大きく依存している。したがって、現場計測からロックボルトに発生するひずみと地山の変位状況を知り、これらを比較することによるロックボルトと地山の相互作用の研究も行われてきた。また、実験室では、ロックボルトを埋設した擬似地山材料を用いた供試体の三軸圧縮試験（土屋ら（1980⁴¹⁾）、落し戸とロックボルトを組み合わせた実験（山本（1978¹⁷⁾）、寒天、砂、粘土、モルタル等の地山材料を模した種々の材料中にロックボルトに相当する材料を設置した試料にトンネルを掘削、あるいは、載荷し、トンネル周辺地盤の変位抑制状況や覆工に作用する荷重を測定し、ロックボルトの効果を定量的に把握する試み（Korbinら（1976²⁶⁾）、安井（1981²⁸⁾）、足立ら（1985²⁹⁾）が行われている。

これらの研究に基づき、ロックボルトの支保効果は、地山物性の改良（たとえば、地山材料の変形係数や粘着力の増大）（Egger（1979）¹³⁾）、あるいは、トンネル内圧の増大効果（Egger（1973）¹²⁾、谷本ら（1982）⁴²⁾）として評価され、設計に取り入れられる方法も提案されてきた。一方、解析的には、地山とロックボルトの接着状況を滑りを考慮したバネで直接モデル化した棒要素（吉村（1980）⁴³⁾）など）として解析に導入することも行われているが、ロックボルトの効果を十分評価しているとは言いがたい。いずれにしても、ロックボルトの挙動と支保効果は、地山自身の材料特性と施工時期および、ロックボルトと地山の接着状況に大

きく依存しており、これらの的確な把握がロックボルトの評価の鍵となる。

(2) 吹付けコンクリートの挙動特性と設計

吹付けコンクリート挙動特性に関する研究の成果は、表1－5に示すような作用効果として評価されている。しかし、吹付けコンクリートの施工は、吹付けロボットによる施工が一般化しているものの、鋼製支保工と地山の隙間や凹凸など施工に技術を要することも多く、支保部材としての品質や形状、寸法、地山との付着性にばらつきが生じやすい。施工現場における吹付けコンクリートの挙動は、作用する外荷重の測定、内部に発生する応力の測定、内空断面変化の測定により把握されているが、測定が実施された位置における時間経過に対する吹付けコンクリート自身の物性の変化、厚みの分布に対する追跡はほとんど行われておらず、計測器自身の測定機構、設置精度に関する問題点も重なって、その挙動は必ずしも定性的に明らかになっているとは言えず、定量的に評価するのに十分な資料も得られていない。

表1－5 吹付けコンクリートの支保効果

評価者	評 価
* Golser & Rabcewicz	1、掘削面の早期シールによる岩盤移動の防止効果 2、ノッチによる応力集中を防止する効果 3、地山面の風化、劣化防止と劣化部の補強効果 4、地山との付着による外力の配分効果 5、内圧効果
* Alberts C.	1、岩盤同志の接着効果 2、水の浸出を防止することによって地質分離面の劣化、浸食の防止効果 3、キーストーンを地山に付着させておく効果 4、リング構造部材としての支保効果 5、1～4の効果により、グランドアーチの形成を促進させ、地山を三軸状態にする効果
Piraud et al ⁵¹⁾ (1976)	1、地山の乾燥、浸潤による風化、劣化の防止効果 2、不連続面の介在物の流出防止効果 3、キーストーンを地山に付着させておく効果 4、鋼製支保工、ロックボルトに土圧を配分させる効果
総 合	1、付着力、せん断力（斜め引張）による抵抗 2、曲げまたは、曲げ圧縮による抵抗 3、軸力（圧縮）による抵抗 4、外力の配分 5、地山の窪みを埋め、弱層を塞いで接着することにより応力集中を防ぎ、弱層を補強する効果 6、曝気や吸水の防止、微粒子流出防止効果 7、キーストーンを地山に付着させておく効果

* トンネルと地下 連載講座 NATM (11)、Vol. 12, No. 11
PP74-75、1981

一方、室内試験では、吹付けコンクリートと地山の付着状況や吹付面の形状、載荷状態をシュミレートした模型実験が行なわれており、Fernandez ら(1976³¹⁾)の研究から吹付けコンクリートの耐力や破壊を支配する要因が、吹付厚と荷重の関係にあるのではなく、吹付けコンクリートと地山の付着状況にあることが示された。さらに、一定の付着条件が満たされた場合には、吹付けコンクリートの耐力は吹付厚や形状、強度に強く影響され、また、吹付けコンクリートに混入される金網やスティールファイバーは、吹付けコンクリートの変形能力や残留抵抗力を向上させる役割を果たすことも明らかにされてきた。

しかし、これらの研究は、まだ、吹付けコンクリートの完成された構造体の特性を取り扱っている状態といえ、良質の吹付けコンクリートを作る資料として活用されているものの、数量化され、設計に用いられる状態にはなっていない。したがって、吹付けコンクリートの設計は、理論解析上、薄肉円筒構造の吹付けコンクリートが想定される外荷重に耐えうるかという形で評価されたり、あるいは、数値解析としては、Rod 要素、Beam 要素等でモデル化し、地山に十分付着した状態を仮定して取り扱われている状態である。また、コンクリート自身の材料特性も時間経過に伴う弾性係数の変化は考慮されることがあるものの、一定の弾性係数を有する弾性材料としているのが普通となっている。

(3) 鋼製支保工の挙動特性と設計

従来から、鋼製支保工はアーチ部材として地山からの荷重を軸力として伝達し、足元で支持する構造として、その耐力に対する研究が現位置での応力測定、あるいは、足元荷重の測定、模型載荷実験⁵⁰⁾によって行われてきた。その結果、鋼製支保工の耐力は大きく、吹付けコンクリートやロックボルトが支保部材として普及する以前は、主要なトンネル支保部材として重要な役割を果たしてきた。

しかし、鋼製支保工が吹付けコンクリートと併用されるようになり、我が国では、吹付けコンクリートやロックボルトの支保効果が強調され、それに比べて鋼製支保工の役割が軽く扱われる傾向になっている。現実には、鋼製支保工は吹付けコンクリートに埋まり、地山と付着した吹付けコンクリートを通して支保効果を発揮することになり、従来の支保機構とは異なった支保効果を発揮しているのではないかと推定されるが、一方では、吹付けコンクリートと鋼製支保工の付着部において吹付けコンクリートの剥離やクラックも数多く報告されている。

このような吹付けコンクリート中の鋼製支保工の挙動特性に対する研究はほとんど行われておらず、その理由は、多くの場合、“鋼製支保工は吹付けコンクリートが硬化し十分な機能を発揮するまでの仮設的な構造物として考え、トンネル構造体としての設計を行わない”という実情に反映されている。しかし、鋼製支保工は決して安価な支保部材ではなく、単独の支保部材としての耐力も大きい

ことから、その支保機構の解明と定量的な評価に基づく合理的な設計が必要と考える。一方、Baumann ら(1984³³⁾)により鋼材の代わりに鉄筋を組合せた支保工(鉄筋支保工または、ラティス支保工と呼ばれている)に関する研究も進められ、吹付けコンクリートと一体化する構造として定量化して設計する試みもなされたが、バブルの崩壊以後、鋼材価格の下落によって、ラティス支保工の研究や実用が影を潜め、鋼製支保工主体の設計、施工が行われている。

(4) 二次覆工の挙動特性と設計

吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工によって構成される一次支保の剛性は、従来の矢板と鋼製支保工によって構成されていた一次支保に比べて飛躍的に向上した。また、現場計測の採用により、一次支保の完了した段階でトンネル周辺地山の変形が収束し、安定化したことを確認することができるようになった。

二次覆工は、このようにトンネル周辺地山の安定が確認された後に施工されるため、メカニズム上、地山からの荷重が二次覆工に作用することは少ないものと考えられ、二次覆工の機能はトンネル構造物の安全率を向上させ、完成後に予想される不測の荷重に対処するものとして位置づけられている。また、このような考え方をさらに発展させ、十分に安定し、以後も地山からの荷重が増大しないと予想される地山では、二次覆工を行わないトンネルの設計、施工が試みられている。

しかし、トンネルの掘削される地山の状況は、地形、地質、地山材料特性、地下水賦存状況など千変万化である。したがって、一次支保だけでは地山の安定が確保できなかったり、一次支保の完成後新たな外力が作用することも生ずる。二次覆工の設計は、このような地山状況とトンネル構造物の機能に対応したものが必要となる。

一般に、二次覆工の設計では、このような種々の条件を考慮し設計計算を行うか否かを決定し、設計計算を行う場合には、それぞれのトンネルに応じた荷重条件を設定したフレーム解析を実施し、許容応力度法で設計を行っている。この設計方法は、通常、一次支保の信頼性に乏しい在来の特種なトンネルや開削トンネル、あるいは、シールドトンネルなどのように地山に耐荷力が期待できない場合や水圧の作用する場合に行われてきたものである。覆工の設計のために、荷重条件(土圧)の設定とアーチ状の二次覆工の荷重に対する評価の研究(Terzaghi(1946⁴⁴⁾)が行われ、一般的には、これをもとに、経験的に二次覆工厚が設計されている。

これに対して都市NATMと称して、従来ではシールド工法によりトンネルが施工されていた地山条件下でも、地山の耐力を利用し、吹付けコンクリートやロ

ックボルトなどを用いた、経済的なトンネルが施工されるようになり、シールドトンネルの覆工の設計法と山岳トンネルの二次覆工の設計法の間にある設計上の基本的な考え方のギャップをどのように調整すべきかという問題が生じ、上述のような山岳トンネルとしての設計法の適否が議論となったが、都市部におけるトンネルという施工条件に対応する考え方としてシールドトンネルの覆工の設計法に沿った設計が行われている。近年、この都市NATMとシールド工法の境界領域における荷重評価の現状と課題についての調査研究が土木学会によって行われ⁵²⁾、この領域における都市トンネルの設計・施工という観点での現状と課題が歴史的経緯とともに示されたが、都市NATMの計測データの不足などから合理的な設計法に対する課題はまだ解決されていない。

2-5 地山分類に基づく山岳トンネルの設計

最も一般的に広く行われている山岳トンネルの設計方法は、地山分類に基づく方法である。この方法は、既に述べたように、過去の施工実績と地山評価に基本を置く方法である。施工実績としては、地山の評価（地山特性の評価）、選定した支保部材から断面、断面分割、施工機械設備までの設計・施工のあらゆる要素をトータルとして数多く集め、地質調査等に基づく地山分類や断面の規模で分類し、地山分類とトンネル断面の規模に応じて必要な支保部材の種類や寸法、トンネルの掘削方法や断面分割、施工機械などを標準的に定めたもの⁹⁾¹⁰⁾である。

この方法は、基本的にはNATM以前の設計方法と同じ方法であり、地山分類と標準設計パターンという組み合わせも同じである。しかしながら、この方法は、設計・施工計画策定にあたっては極めて簡便で使いやすい方法であるものの、非常に大まかで、安全側の設計になっている。また、微視的には個々の設計項目についての論理性や整合性は担保されないものの、巨視的には施工の実績としての地山評価や設計・施工とそれに対する地山や支保部材の挙動を実績として、また、現場計測等により包括的に評価した結果であり、その山岳トンネルにおける設計と施工を結びつけた設計方法と言え、支保部材個々の挙動特性に基づく設計とは異なった工学的な意義を持つものと考えられる。

第3節 トンネル設計・施工の理念と本研究の位置づけ

2-1～2-5まで、トンネル施工に伴う地山と支保の挙動特性と設計の関連について、それに対する研究の歴史的経緯をふまえ、主として、支保部材の設計という観点で述べてきた。しかしながら、地山分類に基づく山岳トンネルの設計が、標準パターンとして決まる過程を振り返って見たとき、地山の評価・分類と

実施工における設計項目に対しては細かな検討がなされていたものの、その設計・施工の合理性を判断する指標としての現場計測結果については、一体不可分である設計・施工の成果としてのトンネル周辺地山の挙動や支保部材の挙動特性を分析できるだけの十分なデータが得られていなかったことから、「周辺地盤の沈下は少なかったか?」「トンネル内空変位は大きくなかったか?」「トンネルは変状しなかったか?」「支保部材は変状しなかったか?」「周辺構造物への影響はどうだったか?」という極めて包括的な評価基準でしか評価されていない。

本来、山岳トンネルは当初の設計ですべてが決まってしまうものではなく、施工の過程で、地山状態や支保の状態をモニタリングして、その時行われているトンネルの設計・施工の良否を評価して、これを修正していくものである。したがって、この標準設計パターンによる設計は、当初設計としての役割を果たせば十分であるとの考えでよく、その意味では、山岳トンネルの設計方法としての役割は十分に果たすものである。しかし、この標準設計パターンによる設計が広く普及してあまりに一般的になりすぎ、かつ、多くのトンネルがこの標準設計パターンによる設計でほとんど問題がなく、加えて、施工中のモニタリングによる設計・施工の良否の判断も特段必要なく安全に施工が行われている現状から、NATMが導入されたことにより明確に示された「NATMでは、地山の耐力を最大限に活用する。」という目的を達成するために、地山や支保部材の挙動をモニタリングして現に施工されている支保や施工方法がこの目的に沿ったものとなっているかどうかを評価して、設計、施工方法の変更を臨機に行っていくというトンネルの設計・施工に対する概念や位置づけに対するトンネルエンジニアの認識が希薄になってきているように思われる。

筆者は、NATM導入の歴史的な経過と現状を考えると、NATMの導入で広く普及したNATMの概念といわれる「地山の持つ耐力を最大限に活用してトンネルの設計・施工を行う。」という考え方を再認識し、さらに拡張して、「地山に最適なトンネルの設計・施工を行う。」ことをトンネルエンジニアの目指すべき「トンネル設計・施工の理念」とであると確信する。この理念のもとでは、NATMの概念は、トンネル空間を支保する耐力を地山が有する場合に該当する理念となり、シールド工法によるトンネルの構築は、地山それ自体にトンネル空間を支保する耐力が極めて小さい地山を対象とするトンネル施工と位置づけられ、無普請のトンネルは、地山の耐力を究極まで活用したトンネル施工法となる。また、トンネルの設計・施工の過程で議論の対象となる、経済性や安全性の課題も「地山に最適」なトンネルの設計・施工は経済性を満たしているはずで、「地山に最適」であれば、安全性も確保できているはずと考えられる。したがって、多種多様な地山に最も適した設計・施工をいかにして具現化するかがわれわれトンネルエンジニアに課せられた究極の課題となると考える。

しかし、一方では、トンネルエンジニアは、多種多様な地山に対して「その地山に最適なトンネルの設計・施工とは？」という困難な課題を課せられることになる。筆者は、この課題が、トンネルエンジニアに新たな設計・施工を開発させる根元的な契機となるものと考えるとともに、この課題に対処するために、トンネル掘削に伴う地山や支保の挙動に関する研究が一層重要になるものと考え、本研究において、その一助となるよう土被りの浅い地山における現場計測結果をもとに、トンネル施工に伴う地山と支保の挙動特性とトンネル破壊に関する考察を行う。

参 考 文 献

- 1) Rabcewicz, L.V.; The New Austrian Tunneling Method Part 1, Water Power, pp.453-457, Nov. 1964
- 2) Rabcewicz, L.V.; The New Austrian Tunneling Method Part 2, Water Power, pp.511-515, Dec. 1964
- 3) Rabcewicz, L.V.; The New Austrian Tunneling Method Part 3, Water Power, pp.19-34, Jan. 1965
- 4) 岡 行俊; NATMにおける支保理論, 施工技術, 第10巻, 第11号, pp.6-12, 1977
- 5) Deer, D.U., Peck, R.B., Monsees, J.E., and Schmidt, B.; Design of Tunnel Liners and Support Systems, Final Report presented for Office of High Speed Ground Transportation, US Department of Transportation, Feb. 1969
- 6) Bieniaszki, Z.T.; Tunnel Design by Rock Mass Classifications, Appendix A, US Army Engineer Waterways Experimental Section Geotechnical Laboratory, 1979
- 7) Barton, N., Lien, R. and Lunde, J.; Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support, Rock Mechanics 6, pp.189-236, 1974
- 8) Wickham, G.E., Tiedeman, H.R. and Skinner, E.P.; Support Determinations Based on Geologic Predictions, Proc. 1st N. Am. Tunneling Conf. A. I. M. E., New York, pp.43-64, 1972
- 9) 日本鉄道建設公団; NATM設計, 施工指針, 1996
- 10) 日本道路公団; 設計要領第三集, 第9編 トンネル, 2002
- 11) A F T E S, Groupe de Travail No. 7; Texte de Recommandations Relatives au choix d'une Type de Soutènement en Galerie, Tunnels et Souterrains, pp.32-43, Numero Speciel, April. 1981
- 12) Egger, P.; Einflub des Post-Failure-Verhaltens von Fels auf den Tunnelausbau, Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität, Karlsruhe, Heft 57, 1973
- 13) Egger, P.; Dimensionment des Ancrages en Souterrain; 海峡連絡鉄道の技術に関する文献資料調査報告書(邦文)(日本鉄道建設公団青函建設局委託), 日本トンネル技術協会, pp54~69, 1979.3
- 14) Feder, G.; Zum Stabilitätsnachweise für Hohlräume in festem Gebirge bei richtung betontem Primärdruck, Berg-und Huttenmannische

- Monatshefte, pp131-140, 1977
- 15) Galczynski, S. Dudek, J. ; Optimierung des Ausbaues in untertagiger Hohlräume Beispiel, Arkerausbau, Rock Mechanics, Supple. 7, pp249-265, 1978
 - 16) Seeber, G., Keller, S. ; Beitrag zur Berechnung und Optimierung von Fersankern im Tunnelbau, Rock Mechanics Supple. 8, 1979
 - 17) 山本 稔 ; ロックボルトの作用効果について, 土木学会論文報告集, 第 277 号, pp95-104, 1978
 - 18) Bischoff, J.A., Smart, J.D. ; A Method of Computing a Rock Reinforcement System Which is Structurally Equivalent to an Internal Support System, Design Method in Rock Mechanics, 16th Symposium on Rock Mechanics, ASCE, pp179-184, 1975
 - 19) 村山朔朗 ; 砂層内局部沈下部にかかる垂直土圧, 京都大学防災研究所年報, 第 11 号, pp123-138, 1968
 - 20) 村山朔朗, 松岡 元 ; 砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, No.187, pp95-108, 1974
 - 21) Atkinson, J.H., Cairncross, A.M., James, R.G. ; Model Test on Shallow Tunnels in Sand and Clay, Tunnels & Tunnelling, pp28-32, July, 1974
 - 22) Atkinson, J.H., Brown, E.T., Potts, D.M. ; Collapse of Shallow Unlined Tunnel in Dense Sand, Tunnels & Tunnelling, pp81-87, May. 1975
 - 23) Atkinson, J.H., Potts, D.M. & Schofield, A.N. ; Centrifugal Model Tests on Shallow Tunnels in Sand, Tunnels & Tunnelling, pp59-64, January. 1977
 - 24) Takemura, J., Kimura, T., Wong, S.E. ; Undrained Stability of Two-Dimensional Unlined Tunnels in Soft Soil, Proc. of J.S.C.E., No.418/III-12 (Geotechnical Eng.) , pp.267-277, June. 1990
 - 25) Müller, L., Sauer, G. & Uarder, M. ; Dreidimensionale Spannungsumlagerungsprozesse im Bereich der Ortsbrust, Rock Mechanics, Suppl. 7, pp65-78, 1978
 - 26) Korbin, G.E., Brekke, T.L. ; Model Study of Tunnel Prereinforcement, Journal of Geotechnical Engineering Division, pp895-908, September. 1976
 - 27) 山本 稔 ; 16) に同じ
 - 28) 安井将文 ; 寒天を用いたトンネルモデルによる周辺地山の破壊実験, 明星大学研究紀要, 理工学部, 第 17 号, pp137-153, 1981
 - 29) 足立紀尚, 田村 武, 八島 厚 ; 薄肉柔支保構造 (吹付けコンクリート,

- ロックボルト) の支保機構に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 358, III-3, 1985
- 30) 坂本貞雄; トンネル鋼アーチ支保工の設計, 施工について, 第1回トンネルシンポジウム, 土木学会, 1962
- 31) Fernandez, G., Mahar, J.W., Parker, H.W.; Structural Behavior of Thin Shotcrete Liners Obtained from Large Scale Tests, Proceedings of the Engineering Foundation Conference, Easton, Maryland, pp399-442, 1976
- 32) Holmgren, J.; Thin Shotcrete Layers Subjected to Punch Loads, Proceedings of the Engineering Foundation Conference, Easton, Maryland, pp.443-459, 1976
- 33) Baumann Th. & Betzel M. : Investigation of the performance of Lattice Girders in Tunnelling, Rock Mechanics and Rock Engineering 17, pp. 67-81, 1984
- 34) 福島伸二, 望月美登志, 香川和夫, 横山章; 土被りの浅い砂質地山トンネルの補助工法に関する模型試験, 土木学会論文集, No. 406, III-11, pp79-86, 1989. 6
- 35) 足立紀尚, 荒巻智, 林憲裕; トンネル掘削における長大先受工法の補強効果に関する模型実験, 第28回土質工学研究発表会, pp. 2309-2312, 1993. 6
- 36) Hansmire, W.H., Cording, E. J.; Field Measurement of Ground Displacements about a Tunnel in Soil, Final Report Prepared for Washington Metropolitan Area Transit Authority, Washington D.C., September. 1975
- 37) Golser, J.; The New Austrian Tunnelling Method (NATM) in Subway Construction, Subway Bochum Sec. B-1, ASCE Convention, Atlanta, G.A., USA, October. 1979
- 38) Lessmann, H.; Moderner Tunnelbau bei der Münchner U-Bahn, Springer-Verlag, 1978
- 39) Barton, N.; 7) に同じ
- 40) Hoek, E., Brown, E. T.; Underground Excavations in Rock, Institution of Mining and Metallurgy, London, 1980
- 41) 土屋 敬, 松本吉雄, 川崎宏二; システムロックボルトの岩盤補強効果に関する基礎的実験, 第13回岩盤力学に関するシンポジウム, pp96-100, 1980
- 42) 谷本親伯, 畠昭治郎; 切羽周辺での地山挙動を考慮したトンネル支保の基本的概念, 土木学会論文報告集, 第325号, pp93-106, 1982. 9

- 43) 吉村 恒, 土屋 敬; システムロックボルトの設計プログラムの開発, 第 13 回岩盤力学に関するシンポジウム, pp81-84, 1980
- 44) Terzaghi, K.; Rock Defects and Roads on Tunnel Support, Rock Tunneling with Steel Supports, eds, R.V.Procter and T.White, Commercial Shearing Co. Youngstown, Ohio, 1946
- 45) 小野, 真井; 乾燥砂層における垂直土圧, 土木学会誌, Vol.24, No.5, 1938
- 46) 猪熊 明, 石村利明; トンネル切羽付近の応力状態に関する模型実験, 第 13 回岩盤力学に関するシンポジウム, pp121-125, 1980
- 47) 日本国有鉄道, R201, “ 鉄道トンネルの合理的設計, 施工法の研究” 研究グループ; 鉄道トンネルの合理的設計, 施工法の研究, 鉄道技術研究所速報, 1984.9
- 48) 鹿島建設 NATM 研究開発グループ; NATM に関する研究 (その 2) , 鹿島建設技研年報, VOL. 27, 1979
- 49) 白井慶治, 川上義輝; トンネルにおけるライニングおよびロックボルトの効果に関する模型実験, 鉄道技術研究資料, 1979
- 50) 今田 徹; トンネル支保構造に関する構造力学的研究, 東京都立大学学位請求論文, 1980.7
- 51) Piraud, J., Durand, E., Feuga, B., Louis, C. & Masure, Ph.; トンネルのショットクリート覆工の妥当性 (翻訳) 海峡連絡鉄道技術に関する文献資料報告書, 日本トンネル技術協会, 1978.3
- 52) 土木学会: 都市 NATM とシールド工法との境界領域, 荷重評価の現状と課題, 2003.10

第 2 章 地 山 の 挙 動

第1節 序論

土被りの浅い地山中にトンネルを掘削することは従来より難しい工事であり、特に山岳トンネル工法を用いてこの種の工事を行うことができるのは、地質およびトンネル周辺の環境条件に恵まれた一部地域に限られていた。一般に、土被りの浅い地域は地質的にも断層や沢地形が多く、脆弱でしかも湧水等を伴うため、地山崩壊等の事故を起こしやすい。このことが従来の鋼製支保工と木矢板を支保部材とするトンネル工法での施工が困難であった第一の理由と考えられる。このため、トンネルルートの設定に当たっても土被りの浅い区間が長く連続するような条件のトンネルが生じないような配慮がなされてきた。

これに対して、都市部に建設されるトンネルでは、トンネル掘削の影響を受け易い構造物が地表や地中に近接して存在するため、小規模の事故でも第三者に与える被害の影響が大きいことが原因となって、安全を第一とした工法としてシールド工法が採用されることが多かった。しかし、ロックボルトと吹付けコンクリートが、従来の鋼製支保工と木矢板に変わって支保部材として用られるようになって、このような条件でもトンネル周辺地盤に大きな影響を与えることなく山岳トンネル工法によってトンネルが施工できる可能性が出てきた。しかし、シールド

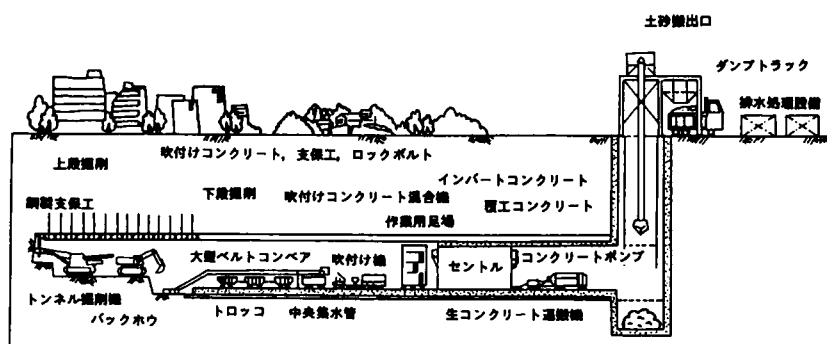


図 2-1 (a) 山岳トンネル工法施工システム (例)

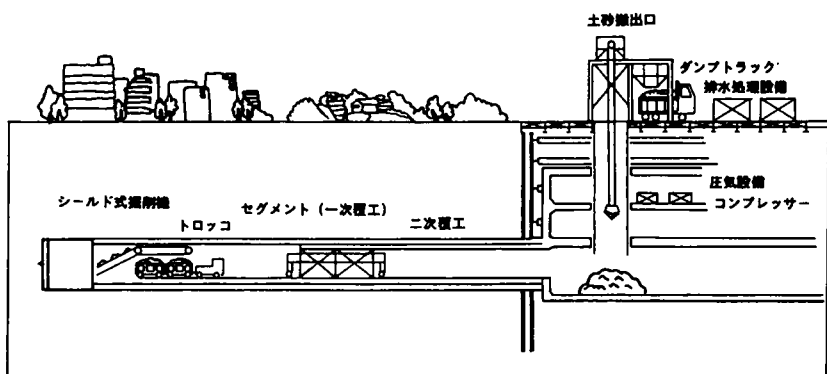


図 2-1 (b) シールド工法施工システム (例)

ド工法と山岳トンネル工法の間には、掘削から構造物完成までのシステムに根本的な相違がある。

図2-1に示すように、シールド工法ではトンネル掘削部分にあたる切羽周辺が鋼製の円筒によって覆われ、掘削面を無支保のまま放置することがなく、何らかの圧力を掘削面に作用させた状態で掘削が進められ、セグメントがその円筒内で組立られた後、押し出されるため、常に円筒状の完成型で地山を支保することになる。これに対して、山岳トンネル工法は、切羽、天端、側壁という掘削面が無支保の状態として数時間程度は放置され、トンネルが支保によって閉合されて安定した構造物になるまで、さらに、数日を要するなど、シールド工法に比べて不安定な状態が長く続く。

このようなシステムの相違は、基本的なトンネル周辺地山や支保部材の挙動に対して影響を与えることが考えられ、山岳トンネル工法による土被りの浅い土砂地山におけるトンネル周辺地山と支保部材の挙動を把握することは、この種の地山を安全に施工するためばかりでなく、効果的な支保の設計や補助工法の選択、さらに、山岳トンネル工法の地質に対する適用限界を探るうえでも重要な事項となる。

土被りの浅い土砂地山にトンネルを掘削した場合を想定した地山挙動に関する研究は、主として、地表面沈下現象について進められており、その手法としては、主に、次の4つの方法が用いられている。

- (1) 模型実験
- (2) 理論解析
- (3) 数値解析
- (4) 現場計測

(1)については、地山材料として砂やアルミ棒積層体を用いた村山(1969)、中崎(1979)、島田(1980)、足立ら(1985)の模型実験があり、また、Atkinsonら(1977)、Kimuraら(1985)による砂や粘土を材料とした遠心加速装置を用いた実験などがある。これらのうち、Kimuraら(1981)、足立ら(1985)を除いた他の実験は、いずれも、トンネル横断面内での地山挙動を取り扱ったもので、これらの研究によって、トンネル壁面の変形の進行に伴って周辺地山に変形が伝播され、地山内にすべり面などの破壊面が発生してトンネルが崩壊するメカニズム、トンネル全体の安定条件および発生する地表面沈下トラフの形状が明らかにされた。一方、トンネル縦断方向面内での地山挙動は、横断面についてと同様の視点からKimuraら(1981)、足立ら(1985)によって取り扱われている。

(2)については、主に、トンネル周辺の地山応力状態についての解析解が、弾性(Mindlin(1939))、あるいは弾塑性、弾性-軟化-流動条件下で種々提案されている(Brown et al.(1983))が、地表面の変位状態を取り扱っているもの

はあまりない。Limanov の近似解 (Szechy(1967)) や木山ら(1982)の地盤の自重と地表面の影響を考慮した二次元弾性解析がある程度である。

(3) については、電子計算機の汎用化と解析手法の発達により、いろいろな形状のトンネルに対して、また、等方性、異方性、不連続面のある地山などに対して解析が行われている。土被りの浅いトンネルを対象とした二次元解析手法としては、Kawamoto ら(1977)、樗木ら(1975)、足立ら(1986)によるものが挙げられる。これらのうち、足立らは、砂質地盤に特徴的な地山挙動が、通常のFEM弾塑性解析では表現できないことを示し、これを反映するジョイント要素を用いた解析手法を提案している。

一方、実際のトンネルの掘削、支保の過程と切羽の存在の影響を反映させるための三次元解析も行われており、Katzenbach ら(1981)は、その結果をフランクフルト地下鉄における現場計測結果と対比している。

(4) については、地表面沈下が公害として問題となっていた鉱山関係において、古くから研究が進められており、Briggs, Goldreich, Aversin, Mortos らの経験式が Szechy の著書⁸⁾の中に示されている。また、Schmidt(1969) や Peck (1969)は、シールドトンネルの施工実績に基づき、地表面沈下曲線の形状を正規分布曲線で特定化する試みを行っている。特に、Hansmire ら(1975)は、ワシントン地下鉄のシールド工事において、トンネル掘削に伴う地表面および、地中の変形挙動を鉛直、水平の両面にわたり三次元的に考察している。しかし、現場計測による地山の変形挙動に関する報告は、一現場、又は一断面における断片的な報告にとどまっているのが現状である。

このような状況を踏まえ、本章では、表2-1に示すような9トンネルにおける現場計測結果をもとに、トンネル周辺地山の挙動を、トンネル掘進による切羽の移動という視点から明らかにする。

表2-1 研究の対象となったトンネル

トンネル名	地質	掘削断面積 (m ²)	トンネル掘削幅 (m)	土被り、トンネル掘削幅の比	地表面および地下水	掘削方法	施工年
大貫トンネル (南工区)	ローム、洪積砂 (見和層)	36	5.96	0.35~1.54	地表面ほぼ平坦 少量の地下水	ショートベンチ、核無し フライスローダ	1979~1981
成田空港トンネル 8工区	ローム、洪積砂 (成田層)	136	14.3	0.34~0.57	地表面ほぼ平坦 地下水多い	サイロット、深層ウェル ポイント、水平水抜き孔 カッターローダ等	1979~1983
堀之内トンネル	ローム、洪積砂 (成田層)	85	10.7	0.39~1.01	地表面は斜面と平坦 少量の地下水	ショートベンチ、核無し 人力とバックホウ	1981~1982
取番トンネル	ローム、洪積砂 (成田層)	85	10.7	0.35~0.84	地表面はほぼ平坦 少量の地下水	ショートベンチ、核無し 人力とバックホウ	1981~1982
成田空港トンネル 9工区	ローム、洪積砂 (成田層)	122	13.4	0.54~0.61	地表面ほぼ平坦 地下水多い	一次閉合式、上平先遣 フライスローダ ウェルポイント	1981~1982
第二駒井野トンネル	ローム、洪積砂 (成田層)	85	10.7	0.19~0.89	地表面は斜面 少量の地下水	ショートベンチ、核無し 人力とバックホウ	1982
第一駒井野トンネル	ローム、洪積砂 (成田層)	85	10.7	0.24~0.86	地表面は斜面 少量の地下水	ショートベンチ、核無し 人力とバックホウ	1982
関分川分水路	ローム、洪積砂 (成田層)	58.6	8.6	0.81~2.21	地表面ほぼ平坦 大量の地下水	ショートベンチ、核無し カッターローダ	1983~1984
栗山トンネル	ローム、洪積砂 (成田層)	71.8 ~ 90	10.23 ~ 12.39	0.91~1.03	地表面ほぼ平坦 区間により多量の 地下水	ショートベンチ、核無し 人力とバックホウ	1984~1985

第2節 トンネルの施工と現場計測

2-1 トンネルの概要

本論文で取り上げるトンネルは、国分川分水路を除き、いずれも鉄道トンネルであり、その用途も、単線から新幹線まで広範囲にわたっている。したがって、トンネル上半の直径も、大貫トンネルの5.96mから成田空港トンネル8工区の14.3mまでで、掘削断面積は、36m²から136m²までとなっている。成田空港トンネル8工区、9工区と栗山トンネル(矢切工区)はいずれも、ランニングトンネルから駅へのアプローチ区間であり、それぞれ新幹線断面(85m²)と複線断面(71.8m²)からの拡張断面となっている。

2-2 地形、地質概要

トンネルは、関東地方に広く分布する洪積台地に掘削されている。この洪積台地は、標高20～50m、主として、成田層あるいは、見和層と呼ばれる比較的均質な砂層から成り、その上を薄い凝灰質粘土層と関東ローム層が覆っている。各トンネルの地質縦断図を図2-2(a)から(g)に示す。トンネルの土被りは、ほとんどがトンネル直径分よりも少なく、最大でもトンネル直径の2.2倍程度である。また、掘削面に現れる地質は、ほとんどが砂層であり、土被りの特に浅い場所では、

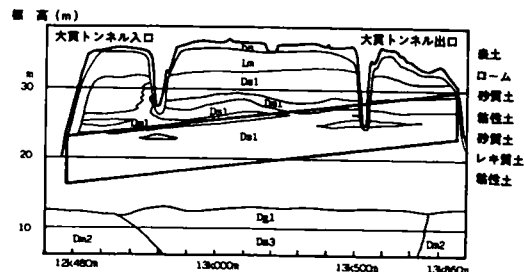


図2-2(a)
大貫トンネル地質縦断図

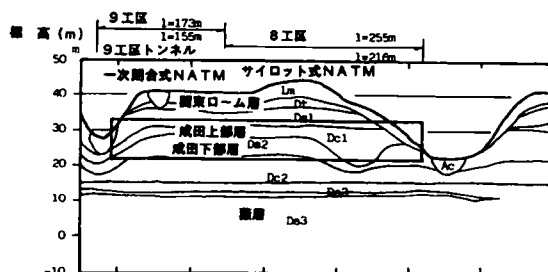


図2-2(b)
成田空港トンネル8工区、
9工区地質縦断図

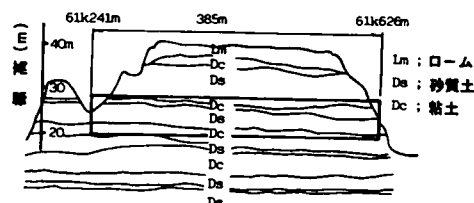


図2-2(c)
堀之内トンネル地質縦断図

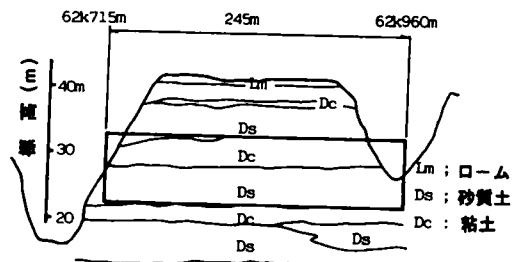


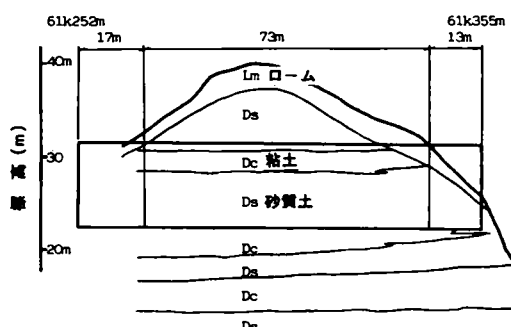
図2-2(d)
取香トンネル地質縦断図

一部に凝灰質粘土層が出現する。トンネル直上の地形は、両坑口付近がトンネル軸線方向の斜面となっているが、残りの区間はほぼ平坦である。地下水位は、栗山トンネル（矢切工区）を除けば、ほぼトンネルクラウン上にあるものの、国分川分水路でかなりの水量が確認されたほかは、問題となる程の水量はない。栗山トンネル（矢切工区）では、地下水位がインバートより下にある区間がかなりあった。

各トンネルにおける代表的な地山物性値を表2-2に示す。これによれば、掘削の対象となる砂層は、均等係数が5.0以下が多く、1.0という極端な所も見られた。0.076mm以下の細粒分も10%以下の所が多いため、少量の湧水に対しても流砂現象を呈し、他方、この砂層は、地下水位を低下させて含水比が低下しても、流砂現象を起こす性質を有している。N値も10～50とばらつきが多く、全体としては、ゆるい砂層であり、不攪乱試料による室内試験結果からも小さい強度定数しか得られていない。

また、プレシオメータとLLTを使って調べたトンネル周辺地盤の変形係数を図2-3に示すが、堀之内トンネル、取香トンネル、第1、第2駒井野トンネル、成田空港トンネル（8工区、9工区）のある成田地区と国分川分水路、栗山トンネルのある松戸地区では、地表からの深度が増大するにつれて変形係数が比例

第1駒井野トンネル



第2駒井野トンネル

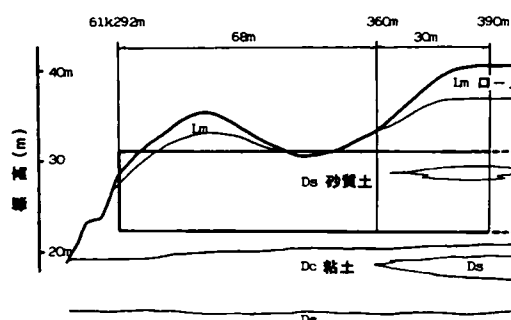


図2-2 (e)

第1、第2駒井野トンネル地質縦断図

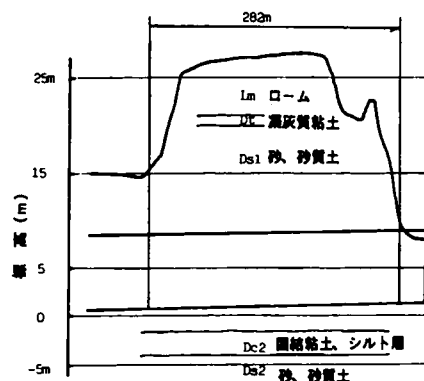


図2-2 (f)

国分川分水路トンネル地質縦断図

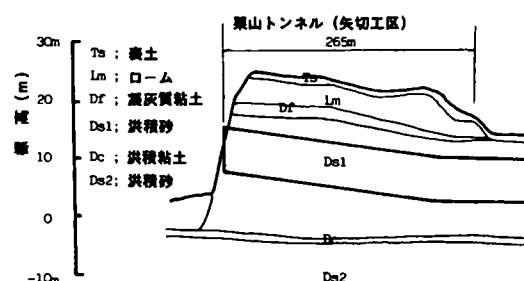


図2-2 (g)

栗山トンネル（矢切工区）地質縦断図

的に増大するものの、松戸地区の増加率は小さい。トンネル掘削部で、N値が10～30、変形係数が1～4 kN/cm²程度と見なせる。

表2-2 各トンネルにおける代表的な洪積砂層の物性値

項目	大貫トンネル (南工区)	堀之内トンネル	取香 トンネル	成田空港トンネル (8工区)	成田空港トンネル (9工区)	国分川 分水路	栗山トンネル
単位体積重量 (N/cm ³)	16.3～18.9	18.8～19.0	18.0		17.8～20.8	19.6	17.3～19.4
N値	50	20～40	10～30	10～40	10～40	20～50	10～50
均等係数	1.8～9.1	2.9	3.85	5～10	2.1～157	1.6	1.4～3.9
0.076mm 以下の細粒分含有率	6～14%	7～10%	10%	10～15%	5.3～14.7%	5.70%	1～14%
粘着力 (kN/m ²)	2.0	1.5～3.1	1.0		0	0	1.0～7.0
内部摩擦角 (度)	42～43	32.3～37.4	37		35.5～44.3	36.9	31.5～42.0
間隙比	0.63～0.80	1.05	0.83		0.64～0.97	0.79	0.81～1.15

2-3 設計、施工の概要

(1) 設計

土被りの浅い土砂地山においては、トンネルの施工にあたって、掘削する前に地山を補強したり、切羽や天端の自立性を確保するための作業が必要になることが普通である。このような目的で行なわれる工種を一般に補助工法と言っている。土木学会トンネル標準示方書では、これを施工の簡便さで

分類し、補助工法と特殊工法の二つに分けているが、本論文では、全体を総括して補助工法と呼ぶこととする。さらに、これらの補助工法はトンネル施工上、不可欠の工種であるため、設計要素の一つとして取り扱うこととしている。

表2-1に掲げた9つのトンネルの施工に用いられた支保部材と補助工法は、表2-3～表2-5および図2-4 (a) から (d) に示した。施工年を追ってみると、成田層群に対するはじめての土被りの浅いトンネルである大貫トンネル、大断面である成田空港トンネルの経験を経て、支保部材の量、寸法とも大きく低減されており、堀之内トンネル、取香トンネル、さらに、第1、2駒井野トンネルでは、掘削断面積が大貫トンネルの2.3倍以上あるにも拘らず、大貫トンネル並の支保部材寸法で施工が完了している。これは、施工経験の累積に伴って支保部材の施工技術が向上したことはもとより、土被りの浅い土砂地山の性質が理解され、それが施工に活かされてきたこと、また、施工における補助工法の役割の重さが増してきて、その利用技術が開発されてきたことによる。

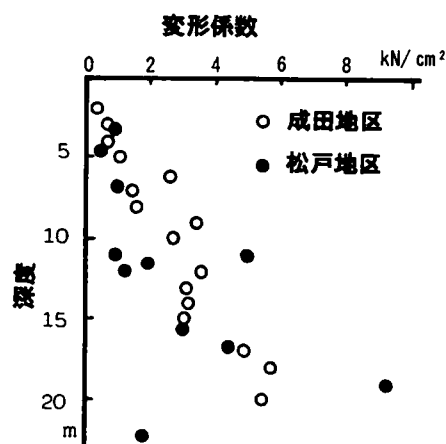


図2-3 孔内水平載荷試験による成田層の変形係数

表 2-3 各トンネルで使用した支保部材

設計条件		大貫 トンネル	堀之内 トンネル	取番 トンネル	第一、第二 駒井野 T	成田空港 T (8 工区)	成田空港 T (9 工区)	国分川 分水路	栗山 T (矢切工区)
	掘削断面積 m ²	36	85	85	85	136	122	61	71.8~90.0
設計条件	扁平率 (高さ/幅)	1.21	0.89	0.89	0.89	0.83	0.83	0.96	0.72~0.85
	土被り m	2.0~9.0	4.0~10.8	3.8~9.0	2.0~9.5	4.9~8.2	7.2~8.2	7.0~19.0	9.3~10.5
支	基本的な施工法	ショット・ベンチ	ショット・ベンチ	ショット・ベンチ	ショット・ベンチ	ゲイロツ	一次閉合式	ショット・ベンチ	ショット・ベンチ ゲイロツ
	吹付け コンクリート cm	一次 5 二次 10~15 インバート 20	一次 5 二次 15	一次 5 二次 15	一次 5 二次 15	本坑 20~30 ゲイロツ 20	本坑 20 仮インバート 15 インバート 20	一次 5 二次 15 インバート 20	一次 5 二次 15 本坑 20 ゲイロツ 1
保 部	ロックボルト (材質) (サイズ・数) (ピッチ)	D25 :SD35 L=3m 8~12本 1.0m & 1.2m	D25 :SD30 L=3m 8本 L=4.5m 4本 1.0m	D25 :SD30 L=3m 8本 L=4.5m 4本 1.0m	D25 :SD30 L=3m 8本 L=4.5m 4本 1.0m	SN7ンカー 24 L=5m 6本 L=3m 12~18本 1.0m	SN7ンカー 24 L=4m 8本 L=3m 5本 1.0m	D25 :SD30 L=3m 12本 0.9m	D25 :SD35 L=3m 8本 & 12本 1.0m
	鋼製支保工 (サイズ) (ピッチ)	100H 1.0m & 1.2m	125H (上半) 1.0m	125H (上半) 1.0m	125H (上半) 1.0m	本坑 MU29 ゲイロツ 125H 1.0m	125H 1.0m	125H 1.0m	本坑 150H ゲイロツ 125H 1.0m
材	覆工 (cm)	40~45 (無筋)	35 (無筋)	35 (無筋)	35 (無筋)	60 (鉄筋)	60 (鉄筋)	30 (鉄筋)	50 (配力筋)
	(吹付+覆工)	(60~65)	55	55	55	85~90	80	50	70

表 2-4 各トンネルで採用された補助工法(1)

		大貫トンネル(南)	堀之内トンネル	取番トンネル	第一、第二駒井野トンネル	成田空港トンネル8工区	成田空港トンネル9工区	国分川分水路	栗山トンネル矢切工区
切羽の安定化	排水工	ディープウェル ウェルポイント	○			○	○	○	○
	含水比	水平水抜き孔		○		○	○		
	排水管理	表面被覆(OHコート)							○
	分割施工	サイロットの採用				○			○
	小分割施工	支保間隔の縮小	○	○	○				○
	天端	斜めボルト フォアバイリング	○	○	○	○	○	○	○
	鏡	切羽吹付け 切羽ボルト		○	○	○	○	○	○
	モルタルバー		○						○
	周辺地山強化	薬液注入 垂直ボルト	○	○		○	○		
	早期閉合	上半仮閉合		○	△		○		○
構造物防護	支保強化	インバート促進	○	○	○			○	○
	増し吹付け	増し吹付け	○	○				○	○
	坑口	パイプルーフ		○	○		○		○
	地盤・地下水等	薬液注入 リチャージウェル 地中壁 パイプルーフ	○				○		

注) △; 上半盤全体の仮閉合ではなく、部分的な仮閉合

特に、ウェルポイントやディープウェルによって地下水を低下させ、適度な含水比となった成田砂層を斜めボルト、ミニパイプルーフ、切羽吹付けコンクリート等で補強した場合、掘削面の自立性はトンネルの施工に十分である。したがって、このような補助工法を設計として取り入れることにより、地山を安定させたまま掘削することができ、ロックボルト、吹付けコンクリートや鋼製支保工などの支保部材を減らすことができた。

また、従来は、施工的要素と考えられてきた掘削から支保完了までの時間的要

素をはじめ、トンネル横断面の分割施工（加背割等と呼ばれる要素）や縦断方向の支保構造（ベンチ長等と呼ばれる要素）についても支保部材寸法や補助工法を決定するにあたっての不可欠の要素として考慮し、設計項目のひとつとして考えている。

（２） 施工

（１）のように施工的要素を設計上考慮することに伴い、施工は、これらの設計を設計の意図どおりに実行するための方法を決めることとなる。どのような施工機械を用いるか、どのようなずり出し方式を採用するか、どのようなシステムでサイクルタイムを確保して施工を進めるか、等が決定された。

２－４ 現場計測

本論文で述べる地山と支保の挙動は、主として、次の１４の現場計測項目と地表面の観察によって得た。

- （１）地表面沈下測定
- （２）地中変位測定
- （３）天端沈下測定
- （４）コンバージェンス測定
- （５）地山と吹付けコンクリートの境界応力測定
- （６）吹付けコンクリート接線方向応力測定
- （７）吹付けコンクリート接線方向ひずみ測定
- （８）吹付けコンクリート曲げひずみ測定
- （９）ロックボルト軸ひずみ測定
- （１０）ロックボルト曲げひずみ測定
- （１１）吹付けコンクリートと二次覆工の境界応力測定
- （１２）二次覆工接線方向応力測定
- （１３）二次覆工接線方向ひずみ測定
- （１４）二次覆工曲げひずみ測定

また、各トンネルで実施した計測項目と用いた計測機器は、表２－６に、（２）～（４）の測定のための計測器配置図は、図２－５に示すとおりである。これらの測定にあたっては、測定の精度とともに、測定間隔、測定頻度に対しても注意を払い、特に、堀之内トンネル、取香トンネルや栗山トンネル（矢切工区）では、掘削、支保などの施工との対応が明確になるようにした。

表 2-5 各トンネルで採用された補助工法（解説）

No	補助工法	解 説
1	ディープウェル	地表から井戸を掘り、水中ポンプ等により連続的に揚水し、周辺の地下水位を低下させる工法。
2	ウェルポイント	主として、トンネル坑内から小口径の孔をあけ、または、揚水パイプを打設、挿入し、バキュームにより揚水をおこない、周辺の地下水位を低下させる工法。
3	水平水抜き孔	切羽面、またはトンネル壁面に対して水平ボーリングを行い、孔壁を保持させたまま、あるいはケーシングパイプ等を挿入し、孔を通して重力排水を行う方法。
4	排水管理	ディープウェル、ウェルポイント等による地下水位低下工法を採用するにあたり、地下水位低下程に合わせてコントロールし、地盤の含水比を適度に保った状態で掘削できるようにする方法で、地盤の脱水、乾燥による流砂現象を防止する工法。
5	表層被覆	地下水位より上にある砂層等を掘削する際、乾燥による流砂現象を防止し、かつ吹付けコンクリート施工時の吹付け圧による地山の穿掘を防止するため、樹脂等により被覆する方法。
6	サイロットの採用	側壁導坑を先進させることにより、大断面トンネルや扁平断面のトンネルの形状的欠陥を補い、小分割断面とし、切羽周辺や地山全体の安定性を改善して掘削する工法。
7	小分割施工	天端や切羽の自立性を確保し、地山の安定化をはかるため、通常は一度に掘削する程度の大きさの断面であっても、1～12程度になるようにさらに、細かく分割して掘削、支保を行う工法。
8	支保間隔の縮小	掘削から支保完了までの時間を短縮し、地山の自立性を助け、さらに応力解放区間を小さくすることにより、地山の緩みが切羽前方に広がるのを極力抑止するため、一掘進長を短くする方法。
9	斜めボルト	切羽前方のクラウン上方地山を補強し、掘削による地山の安定をはかるため、斜め上方に向けてロックボルトを打設する工法。
10	フォアパイリング	斜めボルト同様、切羽部において切羽前方の天端部分が掘削時に小崩落等を起こさないように、事前に単管パイプなどを打設する方法。
11	切羽吹付け	切羽の劣化、緩みを防止するため、掘削後直ちに切羽に対して吹付けコンクリートを施工する方法。
12	切羽ボルト	切羽吹付けと同じ目的で切羽に対してロックボルトを打設する工法。
13	モルタルバー	切羽吹付け、切羽ボルトと同じ目的でロックボルトを打設するかわりに切羽に削孔してモルタルを充填する工法。
14	薬液注入	坑内、あるいは坑外から地山強化や止水の目的で水ガラス等の薬液を地盤に注入する工法。
15	垂直ボルト	土被りの浅い区間等でトンネルが施工される前に、地表からロックボルトを打設し、地山を補強する工法。
16	上半仮閉合	トンネル掘削中の断面形状の欠陥を補い、周辺地山の安定化をはかるため、上半盤に吹付けコンクリートを施工し、円筒状の構造物を一時的に作る工法。
17	インバート促進	周辺地山の安定化をはかり、過度のトンネルおよび周辺地山の変形を抑止するため、インバートを施工する時期を早めるようコントロールする工法。
18	増しボルト	トンネル周辺地山の安定化をはかり、トンネルの過度の変形による支保の変状を防止するため、当初設計に追加して施工途中に打設するロックボルト工
19	増し吹付け	増しボルトと同様の目的で当初設計に追加して施工途中に施工する吹付けコンクリート工
20	パイプルーフ	坑口部や近接構造物等がある場所で、地山の変形を抑える目的でトンネルの外周に沿って一定間隔で打設する小口径（5～15cm）のパイプ工。
21	リチャージウェル	ビート層など脱水沈下の著しい地層に近接して地下水位低下工法を実施する場合、ビート層部分の地下水位低下を抑えるため、ビート層等に井戸を掘削し、注入を行う工法。
22	地中壁	地下水位低下や地山の変形による周辺構造物等と与える悪影響を抑えるため、剛性の高い地中壁を施工する工法で、一般には、止水性のある地中壁が用いられる。

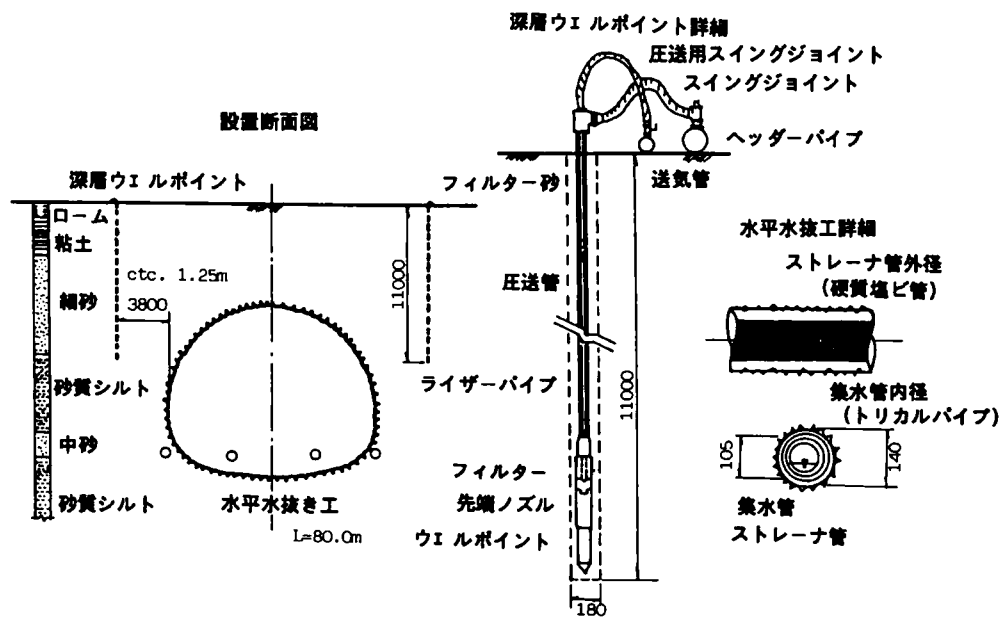


図 2-4 (a) 補助工法 (ディープウェル工、
深層ウェルポイント工、水平水抜き工)

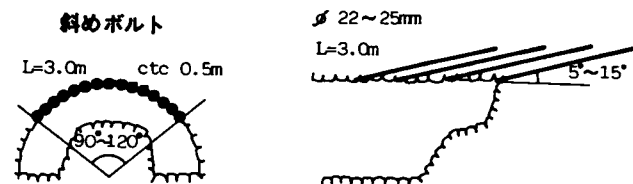


図 2-4 (b) 補助工法 (斜めボルト工)

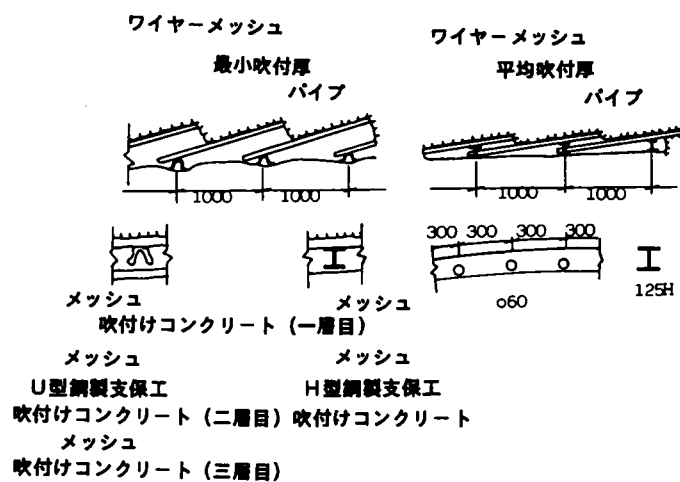


図 2-4 (c) 補助工法 (フォアパイリング工)

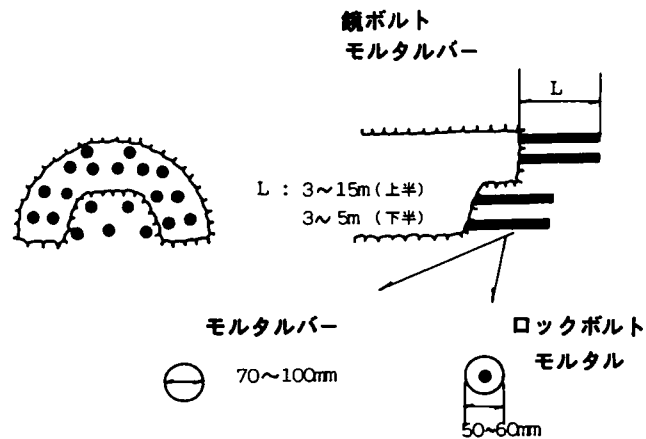


図 2 - 4 (d)

補助工法 (モルタルバー工、鏡ボルト工)

表 2 - 6 各トンネルで実施された計測項目と計測機器

計測断面	大貫トンネル (南)	堀之内トンネル	取巻トンネル	第一、第二駒井野トンネル	成田空港トンネル (8工区)	成田空港トンネル (9工区)	関分川分水路	栗山トンネル (矢切)
坑外								
地表面沈下測定	レベル	レベル	レベル	レベル	レベル	レベル	レベル	水準式沈下計
地中変位測定 (鉛直)	エクステンソメータ	水平傾斜計 エクステンソメータ	エクステンソメータ	レベル	エクステンソメータ	エクステンソメータ	エクステンソメータ	エクステンソメータ
地中変位測定 (水平)	傾斜計	傾斜計	傾斜計		傾斜計	傾斜計	傾斜計	
坑内								
内空変位測定	コンパージュエンス ミジャー	コンパージュエンス ミジャー	コンパージュエンス ミジャー	コンパージュエンス ミジャー	コンパージュエンス ミジャー	コンパージュエンス ミジャー	コンパージュエンス ミジャー	コンパージュエンス ミジャー
天端沈下測定	レベル	レベル	レベル	レベル	レベル	レベル	レベル	レベル
ロックボルト応力測定	スプレッド ロードセル	ストレーンゲージ	ストレーンゲージ	ストレーンゲージ	ストレーンゲージ	ストレーンゲージ	ストレーンゲージ	ストレーンゲージ
坑内地中変位測定	エクステンソメータ	エクステンソメータ	エクステンソメータ		エクステンソメータ	エクステンソメータ	エクステンソメータ	エクステンソメータ
吹付け・地山境界	スプレッド ロードセル	トータル レスターセル	トータル レスターセル		トータル レスターセル	トータル レスターセル		
吹付けコンクリート内応力測定		ストレーンゲージ コンタクトセル	ストレーンゲージ コンタクトセル		有効応力計 コンタクトセル	コンタクトセル	有効応力計 ロードセル	有効応力計
覆工応力測定		ストレーンゲージ コンタクトセル	ストレーンゲージ コンタクトセル				コンクリート ひずみ計	
鋼製支保工応力測定	ストレーンゲージ ロードセル	ストレーンゲージ	ストレーンゲージ		ストレーンゲージ	ストレーンゲージ ロードセル	ストレーンゲージ	ストレーンゲージ

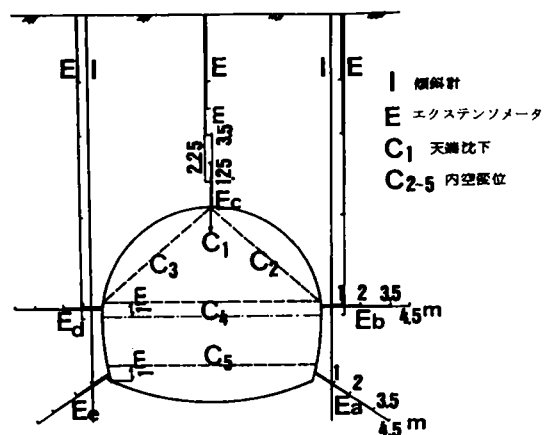


図 2 - 5 代表的な計測器の配置図 (堀之内トンネル)

第3節 トンネル周辺地山の挙動

表2-1に掲げたトンネルでは、地表、および、地中の典型的な挙動特性として、表2-7に示す11の現象が観測された。これらの現象のうち、(1)先行隆起、(2)先行横断クラック、(3)切羽後方の縦断クラック、(4)先行相対隆起などの現象の真偽は、十分に確認されていなかった。しかし、ここで述べるトンネル以外では、土被りの浅い土砂トンネルである仙台地下鉄黒松トンネルにおいても(1)の先行隆起現象が観測されたとの報告(金沢ら(1984))があるが、(2)～(4)までの現象に関する報告は、極めて少ない。

ここでは、表2-7に示した11の現象について計測結果に基づき、トンネル切羽到達前の現象、切羽通過前後の現象、切羽通過後の現象の3つに分けて、その事例と特性を述べる。

表2-7 トンネル周辺に発生する代表的な現象

地表面上で発生する現象			地中で発生する現象		
通常現象	変状または異常現象	観察されたトンネル	通常現象	変状または異常現象	観察されたトンネル
①先行隆起又は先行相対隆起($L < -1\text{m}$)		堀之内 T 取 香 T 大 貫 T			
	②切羽前方の横断方向クラック	栗 山 T (矢切)			
③先行沈下		全トンネル	③先行沈下又は相対隆起		全トンネル
④沈下分布の拡大		堀之内 T	⑤掘削面の局所的な崩落		全トンネル
⑥急激な沈下($-3 \leq L \leq 3\text{m}$)		全トンネル	⑥急激な沈下と相対沈下		全トンネル
	⑦地山の崩壊	堀之内 T 栗 山 T	⑧掘削面の崩壊		堀之内 T 取 香 T 栗 山 T 国分川分水路
⑨沈下の収束($1\text{m} < L$)		全トンネル	⑨沈下の収束		全トンネル
	⑩トンネル軸線方向のクラック	堀之内 T 栗 山 T	⑩相対変位の減少		堀之内 T

注) L ; トンネル切羽とそれぞれの現象が観察される位置との離れ

3-1 トンネル切羽到達前の現象

(1) 先行隆起または先行相対隆起

この現象は、トンネルセンター上では、切羽が測定断面に到達する前に、既に掘削された区間の沈下等の影響を受けて発生するもので、山岳トンネル工法が土被りの浅い、比較的軟弱な地山に適用される機会が少なかったことと、観測される隆起量の絶対値が小さいため測定誤差と考えられていたことからあまり報告されていなかった。しかし、

今回の対象となったトンネルのうち、大貫トンネル、取香トンネル、成田空港トンネルなど4つのトンネルにおいて先行隆起が観測され、その絶対値も計測誤差を超える程度となっている。各トンネルで計測されている隆起量の絶対値、発生時期、発生位置、土被りは、表2-8に、また、代表的な先行隆起の状態を取香トンネルと大貫トンネル及び成田空港T8工区の測点について示すと、図2-6のとおりである。先行隆起はトンネルセンター上では、切羽が測定断面より相当はなれている時点（トンネル掘削幅の5倍程度）から切羽がトンネル掘削幅の0.5倍程度の位置にある区間で発生している。

表2-8 先行隆起、先行相対隆起の発生状況

トンネル名称	トンネル軸線方向				トンネル横断方向			
	測定位置	隆起量 (mm)	現象が観察 された期間 (-L/D)	備考	測定位置	隆起量 (mm)	現象が観察 された期間 (-L'/D)	備考
大貫 トンネル (南)	13k482.5m	4	3.10~0.92	H=7.98m	13k424m	3	0.68~2.36	隆起及び 相対隆起 相対隆起
	13k492.5m	5	1.43~0.08	H=8.22m	13k492.5m	3	0.68~2.36	
	13k605.0m	3	3.02~0.50	H=7.25m	13k605.0m	3	0.68~2.36	
取香 トンネル	62k755m	3	1.30~0.37	H=7.2m	62k780m	3	0.00~2.73	L'/Dは トンネルの 進行に伴っ て大きくな る。
	62k775m	3	2.72~0.65	H=8.9m				
	62k780m	4	4.20~0.56	H=8.9m				
	63k785m	3	3.46~1.03	H=8.9m				
	62k790m	3	4.49~0.65	H=8.9m				
成田空港 トンネル 8工区	62k795m	3	4.86~0.75	H=8.9m				
	63k282m	(3)	3mmの隆起はサイロット 貫通後、大背掘削時に発 生した。		63k252m	5	0.55~1.39	
成田空港 トンネル 9工区	63k084m	3	隆起は切羽到達5~19 日前に観察された。		63k310m	4	0.69~1.11	
					63k084m	4	0.47~1.14	隆起は切羽 通過前後の 44日間観察 された。

注) D : トンネル掘削幅
L : 切羽と現象が観察された位置との離れ
L' : トンネル壁と現象が観察された位置との離れ
H : 土被り

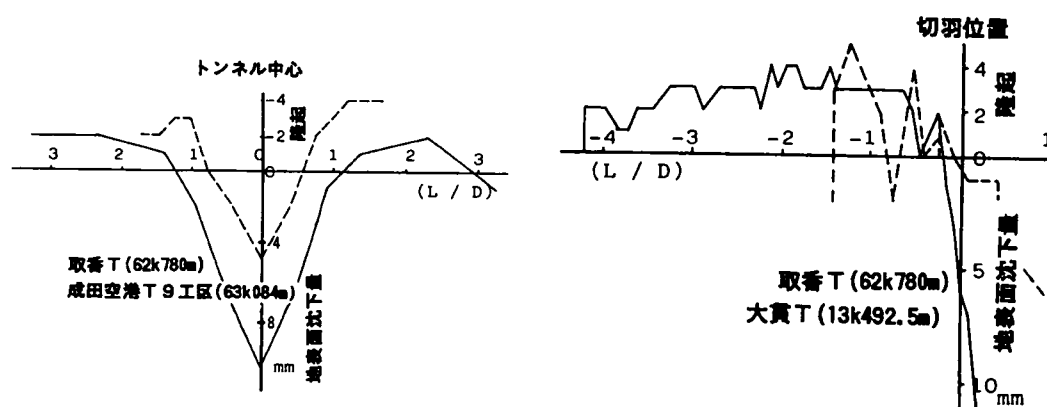


図2-6 代表的な先行隆起の例

(取香トンネル、大貫トンネル、成田空港トンネル9工区)

これに対して、トンネル横断方向の地表面でも、トンネルセンター上よりは遅れて、切羽が測定断面を通過する頃から、または、トンネル掘削幅以上通過した頃から、トンネル側壁直上からかなり離れたと

ここで、地表の隆起が測定されている。トンネル縦横断両方向について考えてみると、それぞれ先行隆起が観測されている状態のトンネル掘削境界面（縦断方向については切羽、横断方向についてはトンネル側壁）と発生位置の幾何学的関係は、非常に類似しており、ほぼ同じと見なすことができる。さらに、トンネル横断方向についての測定例は少ないものの、横断方向で隆起が確認されているところでは、トンネルセンター上でも隆起現象が観測されている。しかし、先行隆起の発生している地点では、隆起量の絶対値も小さく、地山自身に発生しているひずみも小さい。さらに、表 2-8 に示したサイロット工法で施工された成田空港トンネル 8 工区 63k282m 地点のように、大背の切羽が接近してくる時に、サイロット施工完了時点より 3mm 隆起する現象が観察されているところもある。

また、この種の隆起は必ずしも絶対量としての隆起ではないこともある。すなわち、一本の測線についてみると、トンネル掘削境界面との位置関係によってある部分だけが沈下せず、その周辺より沈下量が小さくなっている状態もみられる。このような現象を相対隆起と呼び、切羽の到達前に観測されるものを先行相対隆起と名づける。三次元 FEM 弾性解析を用いた土被りの浅い条件下の地表面沈下の解析結果にも先行相対隆起現象がみられる。図 2-7 に示すように、トンネルとある幾何学的関係を持つ点（トンネル前方および側方の地表面：図の A-A 線と点 B）で、周辺よりも沈下量が少なくなっている部分が現れている。

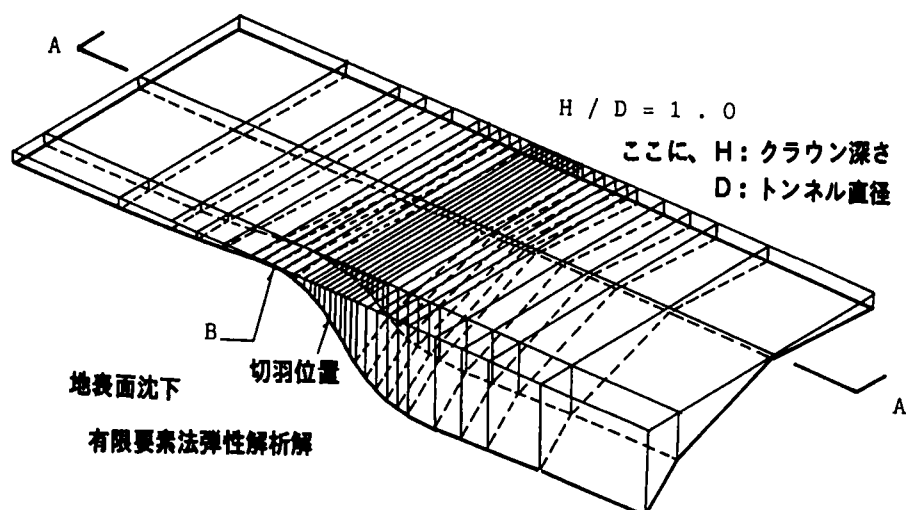


図 2-7 三次元有限要素法弾性解析による
土被りの浅いトンネルの地表面沈下

一方、トンネル縦断方向の地中沈下測定においても、先行隆起が観測されている。図2-8には、堀之内トンネル、国分川分水路、栗山トンネルの3トンネルで実施されたトンネルクラウン直上部での地中沈下測定結果を示している。これは、クラウン直上2～3mの位置に行なった水平ボーリング孔にアルミケーシングを埋設し、水平傾斜計によって沈下量を測定したも

ので、地表では隆起現象の見られなかったこれら3トンネルにおいても地中沈下曲線には、明らかな先行隆起現象が観測されている。

以上のことから、トンネルの掘削に先立ち、地表、および、地中では、トンネル掘削面である切羽やトンネル側壁面と一定の幾何学的関係を持つ地点で、先行隆起、または、先行相対隆起現象が発生するものと推定される。

(2) 先行横断クラック

この現象は、ほとんどの現場では報告されていない。ここで検討している9トンネルのうちでも、わずかに、栗山トンネル矢切工区で一連のクラックが確認されただけである。この現象は、いわゆる地山の変状を示す現象であるが、それだけではトンネルに対して大きな問題とはならない。しかし、この現象が発生するような状況では、地山特性とトンネルの設計、施工法が適合していないことが予想されるため、施工管理にあたっては、注意を払わなければならない現象のひとつといえる。

先行横断クラックは、トンネル切羽の前方0.4D～1.4D離れた地表面に発生した。ここで、Dはトンネルの掘削幅である。クラックをはさむ両側の地表面には、クラックの発生に伴う段差も見られず、地表面沈下もほとんどない。クラックは、坑口の斜面から平坦部にかけての掘削中に発生したが、これらのクラックを地表面形状で分類すると、表2-9のようになる。これによると、切羽が、傾斜部、傾斜部から平坦部への移行部、平坦部の3つの区間にある場合で、それぞれクラックの発生する地表面の位置と切羽の離れに相違が見られる。

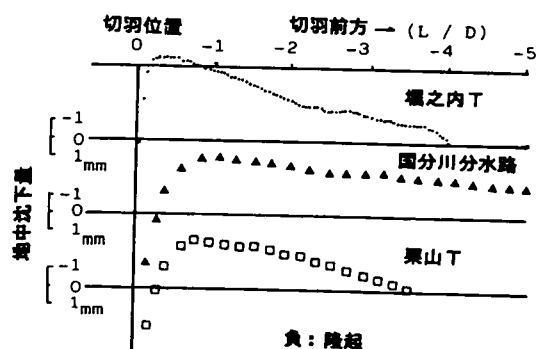


図2-8 堀之内トンネル、国分川分水路、栗山トンネルにおける水平傾斜計を用いた地中沈下測定から得られた先行隆起現象

傾斜部では、切羽前方 1 D 以上離れた位置でクラックが発生しているのに対し、移行部では 1 D 以下になり、平坦部ではさらに、0.5 D 以下にまで減少している。

表 2-9 先行横断クラックの発生位置と縦断方向地表面形状の関係

地表面性状	横断クラックの発生位置 と切羽の離れ (L/D)	土被りとトンネル 掘削幅の比 (H/D)
軸線方向の斜面	1.08~1.37	0.25~0.93
斜面～平坦への移行区間	0.73~1.03	0.92~0.93
平坦区間	0.39~0.49	0.92~0.97

一方、このようなクラックが発生していた時のトンネル軸線上の地表沈下状況は、図 2-9 のようになっている。クラックの発生していない同じ地山条件（地質、土被り、トンネル断面、地下水の条件）のトンネルでの沈下状態に比べて、切羽後方での沈下量が非常に大きく、切羽が通過したばかりの区間での沈下勾配も急である。さらに、同じ条件下で、切羽後方の最終沈下量を 50 mm 以下に抑えたところでは先行横断クラックは発生しなかった。

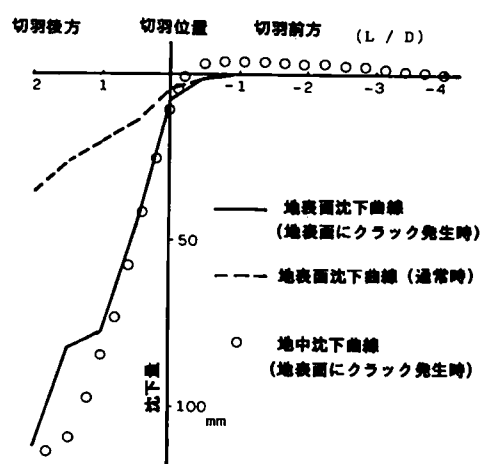


図 2-9 先行横断クラックが発生している場合とそうでない場合のトンネル軸線方向の地表面沈下分布曲線の相違

このことは、トンネル上方の地山がトンネル軸線方向で互いに影響しあって挙動していることを示しており、先行横断クラックの発生は、クラック発生前のトンネル上方地山のトンネル軸線方向での相互依存状態が断たれ、連続性が失われた証拠と考えることができる。

(3) 地表と地中における先行沈下と相対隆起

切羽が近づくにつれて地表面と地中の点で沈下が始まることは、多くの計測で確認されている。この切羽到達前の沈下を先行沈下と呼ぶことにする。先行沈下は、トンネル軸線上では地表とトンネルクラウン近傍でほぼ同時期に始まるが、その絶対値は、はじめ地表近くが大きい。しかし、切羽が到達する直前には、逆に、トンネルクラウン近傍の方が大きくなる。

このような沈下量の違いは、地表面を基準として考えた場合、クラウン付近の点が相対的に隆起した状態として現われる。この現象を、先行相対隆起と呼ぶことにする。地表面を基準にしてトンネルクラウン直上の地中沈下を測定した代表的な事例を、図2-10に示す。これは、取香トンネル62k780m地点のクラウン直上の地中沈下であるが、土被りが8.9m ($H/D=0.83$) のうち、クラウン直上3.5mの地点まで切羽到達前に相対隆起が観測されている。また、図2-11には、堀之内トンネルにおけるトンネル軸線上の地中の変位分布図が地表面沈下を基準として示してある。上半切羽が61k560Mにある時、その5m前方の565m地点に相対隆起の中心があることがわかる。

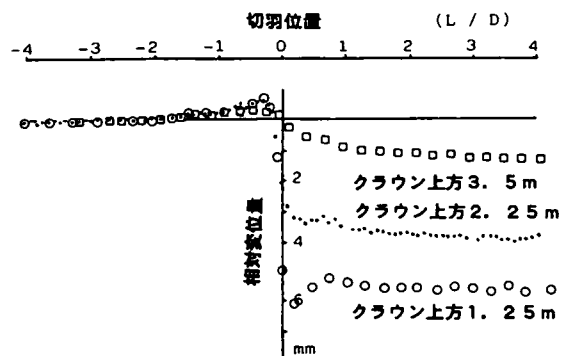


図2-10 切羽の進行に伴うトンネルクラウン直上の地中沈下測定例（地表面沈下を基準とした相対変位：取香トンネル62k780m地点）

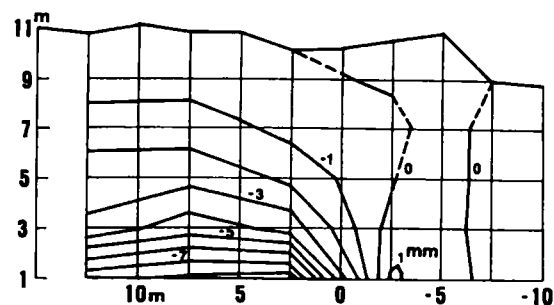


図2-11 トンネルクラウン上方地山の地中の相対変位分布

先行相対隆起の観測された地点における先行相対隆起の最大値 ($U_{r \max}$) とそれが発生した時の切羽と測点の離れを、表2-10に示す。先行隆起の最大値は、 $H/D < 1.0$ では概ね0.5～2.0mm程度であり、切羽の通過直前（切羽前方0.2～0.3D付近の地点）に現われる。

表2-10 先行相対隆起の最大値とその発生時期

トンネル名												堀之内トンネル	取香トンネル	成田空港トンネル9工区	栗山トンネル矢切工区
H/D	0.42	1.05	1.01	1.01	0.94	0.98	0.83	0.68	0.59	0.52	0.45	0.39	0.92	0.6	0.88
-L/D	0.26	0.51	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19 0.19 0.09	0.19	0.28	1日前	0.29
Ur max (mm)	1.38	0.17	3.17	1.4	0.36	1.1	1.11	1.26	0.85	1.64	0.89	0.73	0.68	6.3	1.45
注) 堀之内トンネル : 1～1.25mクラウン直上の測点と地表面の相対変位															
取香トンネル : 1.25mクラウン直上の測点と地表面の相対変位															
成田空港 T 9工区 : 1.2mクラウン直上の測点と地表面の相対変位															
栗山トンネル 矢切工区 : 1.0mクラウン直上の測点と地表面の相対変位															

一方、トンネル横断方向でも同様の現象がみられる。図2-12に

は、トンネル壁面近傍で測定された地表とトンネルクラウンレベルの点との相対変位の代表例を切羽の進行につれて示している。ここでもトンネル軸線上と同じように、先行相対隆起が観測されている。しかし、トンネル軸線上とは反対に、切羽通過後も相対隆起は減少せず、そのままの状態が続く。この傾向は、堀之内トンネル（4測点）、国分川分水路（11測点）でも確認されている。トンネル縦断方向との対比で考えると、このことは、トンネルの側壁が横断方向の一種の切羽とみなすことができ、トンネル切羽と測点の幾何学的関係が同じであれば、先行相対隆起がトンネル縦横断いずれの方向でも発生することを示している。

また、トンネル横断方向の先行沈下は、トンネル軸線を中心として比較的狭い範囲内で起こり、その絶対値も小さい。図2

－13には、切羽の進行に伴うトンネル横断方向の地表面沈下形状の代表例を示しているが、切羽が測定断面に近づくにつれて、沈下の範囲も増大し、横断沈下曲線は中央値の大きい正規分布曲線の形状を呈するようになる。

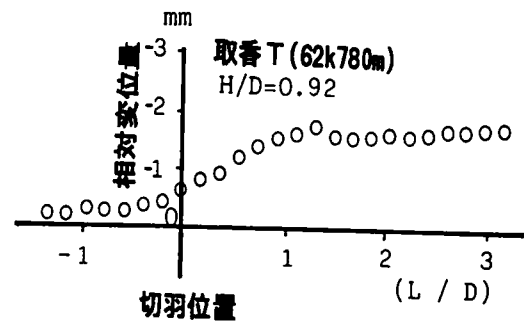


図2－12 トンネル壁面近傍における相対隆起例
(取香トンネル 62k780m 地点)

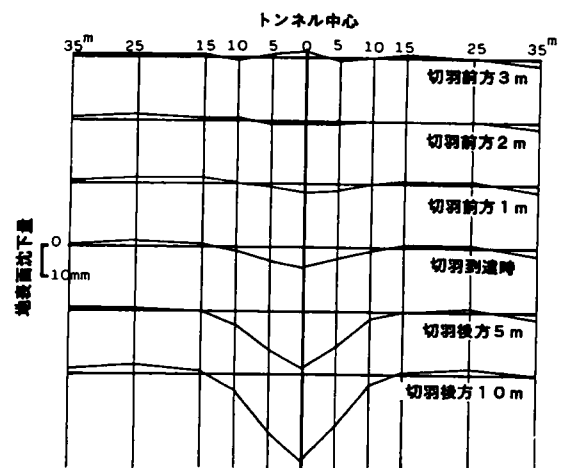


図2－13 トンネル横断方向の地表面沈下分布形状
(取香トンネル)

3-2 切羽通過前後の挙動

(1) 急激な沈下

切羽が通過する前後では、トンネル周辺地山に急激な沈下が発生する。この沈下は、地表よりもトンネルクラウンに近いほど急激である。表2-11に、切羽通過前後3mずつの区間をとって、地表およびクラウン近傍の急激な沈下状況を示している。この期間の沈下量 (U^*) は、総沈下量 (U_{max}) の21~56%にも達する。一掘進長あたりの沈下量としては、1~5mm程度であり、トンネル縦断方向の地表面が傾斜している場合には、平坦部の4倍にも達する。

表2-11 切羽通過前後の地表およびトンネルクラウン近傍の急激な沈下

U^* U_{max}	堀之内トンネル			取巻トンネル		栗山トンネル (矢切工区)
	地表面沈下 ¹⁾ %	39	26	53	56	29
	クラウン直上の 地中沈下 ²⁾ %	51	40	60	43	21
	一掘進長あたりの 地表面沈下量 mm	1.8	1.2	4.8	5.1	2.5
備考 すべてのデータ はショートベンチ 工法で施工された 区間のものである。	事例数 1)	5	56	6	3	21
	土被り $H/D < 1.0$					
	事例数 2)	1	7	3	1	10
	縦断方向 地表面形状	斜面区間	平坦区間	斜面区間	平坦区間	平坦区間

U^* : -3<L<3m間に切羽がある期間に発生する沈下量 (ただし、Lは切羽と測点の離れ)

U_{max} : 最大 (最終) 沈下量

また、図2-14には、この期間の沈下量と土被りの関係を示しているが、傾斜部のうちでも、特に、 H/D が0.7より小さい区間では、 U^*/U_{max} は、ほぼ土被りに反比例している。

一方、この期間のトンネル横断方向の地表面沈下性状は、切羽到達以前に比べ、さらに中央値の大きい正規分布曲線状を呈するようになる。その形状は、土被りの浅い条件下では、地表面と地中ではほとんど同じであるが、一般に、地中の方が中央値も大きく、標準偏差の少し小さな形状となる。このような相違は、次項で述べる地表と地中の間に発生する相対変位に起因するもので、この相対変位が大きく発生する程、形状の相違は大きくなる。

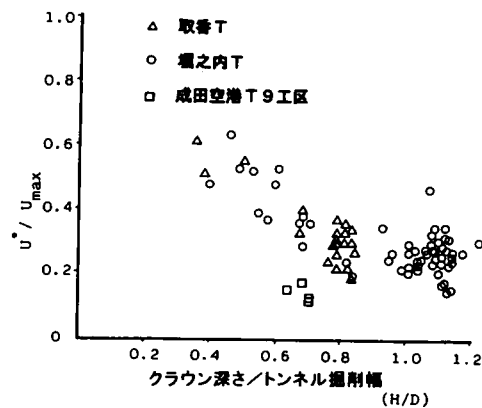


図2-14

上半切羽通過前後3mずつの区間で発生する急激な沈下量と土被りの関係

(2) 相対変位

(1) で示した沈下が急激であれば、地表面などの水平面内における切羽前方の地山と切羽通過直後の地山との間には、より大きな沈下量の差が生じる。このような沈下量の差を水平面内での相対変位と呼ぶ。このときのトンネル軸線上の地表面や地中の沈下状態は、図2-15のようになる。ここで示されたような沈下曲線を基にして、相対変位を測定

間隔5mあたりの傾斜の最大値で表わすと、この傾斜と土被りの関係は、図2-16のようになる。ここで δr は2点間の相対変位量であり、 L は測定点間隔、 H^* は2測定点の土被りの平均である。土被りとトンネル掘削幅の比(H^*/D)が増大するにつれて、傾斜($\delta r/L$)の最大値は小さくなっている。これは、主として、土被りが大きくなるにつれて沈下量の絶対値が減少することに起因している。図2-16では、注入や小口径のパイプルーフをトンネルの掘削に先立って実施し、事前に地山を補強していた地点のデータを黒塗りの点で示しているが、このような区間ではそうでない区間に比べ、傾斜が半分程度にまで減少しており、事前補強工の効果が明確に現われて

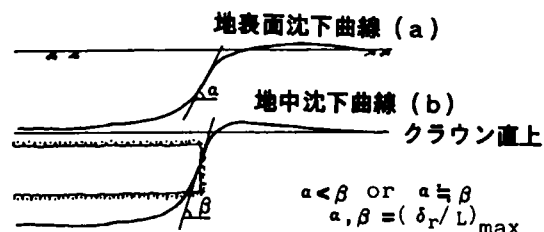


図2-15 トンネル軸線に沿った地表面および地中の沈下分布の概念図

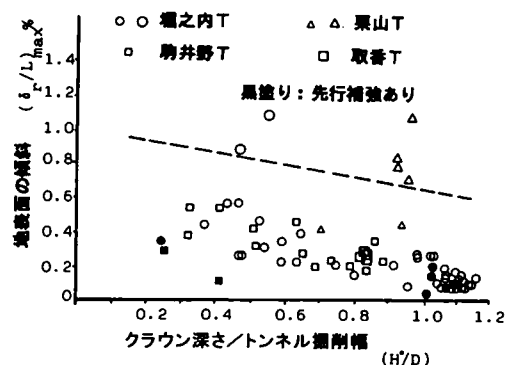


図2-16 測定間隔5m当りの傾斜で表したトンネル軸線上の地表面の相対変位と土被りの関係

表2-12 地表と地中のトンネル軸線上の沈下分布曲線の傾斜の相違

堀之内トンネル								
区間	61k 550-555m	555-560	560-565	565-570	570-575	575-580	580-585	585-590
$\Delta \delta s$	0.28	0.26	0.28	0.22	0.22	0.4	0.36	0.48
$\Delta \delta_{sub}$	0.31	0.55	0.5	0.4	0.4	0.38	0.48	0.51
$\Delta \delta_{sub}/\Delta \delta s$	1.11	2.12	1.79	1.82	1.82	0.95	1.33	1.06
H^*/D	1.03	0.98	0.99	0.92	0.75	0.64	0.59	0.54

取巻トンネル						
区間	62k 770-775m	775-780	780-785	785-790	790-795	795-800
$\Delta \delta s$	0.42	0.82	0.78	0.45	0.7	1.07
$\Delta \delta_{sub}$	1.01	0.98	0.78	0.59	0.68	1.03
$\Delta \delta_{sub}/\Delta \delta s$	2.4	1.2	1	1.31	0.97	0.96
H^*/D	0.74	0.92	0.92	0.94	0.95	0.96

注)
地表面
 $\Delta \delta s = (\delta r/L)_{max}$
クラウン直上
 $\Delta \delta_{sub} = (\delta r/L)_{max}$

いる。また、この図の破線より上の点は、地表面にクラックが発生した場合など、地山に何らかの変状のあった地点の値であり、図中の破線付近に地山が変状する場合の傾斜の限界値があると考えられる。

同様に、トンネルクラウン付近における相対変位をトンネル軸線上の地中沈下曲線を基に調べてみると、表2-12のようになる。これによれば、一般に、地中においては地表よりも大きな傾斜が発生しており、時には、地表の2倍を超えることもある。また、土被りとトンネル掘削幅の比 (H^*/D) が小さくなれば、地表と地中の傾斜は一致するようになり、地山に変状が生じるような状態になると、やはり、地表と地中の傾斜は一致するようになる。このような特性は、主として、次に示す地表と地中に発生する相対変位に起因するものと考えられる。

相対変位は、地表と地中の間にも生じる。地表とトンネルクラウン直上の点の間の相対変位を切羽の進行につれて表わすと、図2-17のようになる。これによれば、この相対変位は、切羽通過前後のごく短い期間（切羽通過前後それぞれ0.3D区間）で、その大部分が発生し、切羽通過時に最も急激に生ずる。しかし、国分川分水路、堀之内トンネル（B）などのように、土被りが大きく、地質が比較的良好である場合や、栗山トンネルの例のように、トンネルの掘削前に事前補強が施されている場合などには、相対変位が最大となる時期は、切羽が通過して1D程度たった時点まで延び、切羽位置が切羽通過前後0.3D間にある場合に発生する相対変位量の最大相対変位量に占める割合も小さくなる。また、図2-18には、

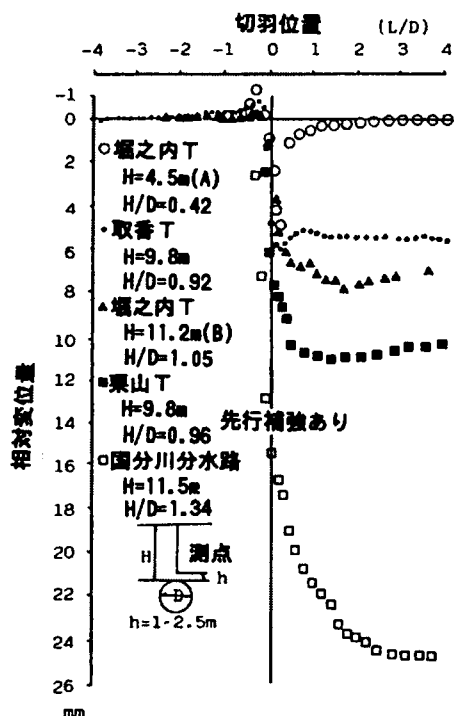


図2-17 トンネルの掘進に伴う地表面とトンネルクラウン直上の測点の間に相対変位

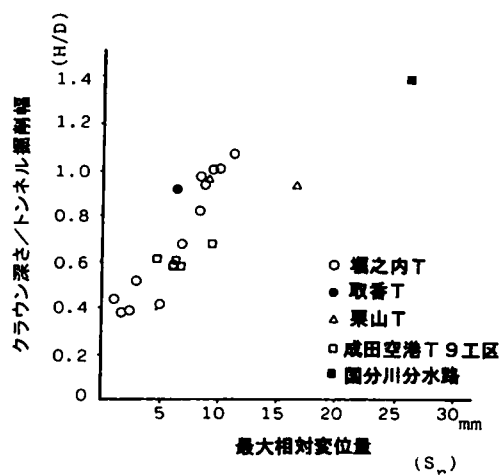


図2-18 地表面とトンネルクラウン直上の測点の間に発生する相対変位の最大値と土被りの関係

地表とクラウン直上の点の間の相対変位と土被りの関係を示しているが、この相対変位（ S_r ）は土被りとトンネル掘削幅の比（ H/D ）が小さい程、小さい傾向を示し、 H/D が0.3以下では、この相対変位は発生しないものと推定される。

一方、トンネル横断方向についても、トンネル側壁を縦断方向の切羽と考えた場合に相当するような相対変位が、図2-12や図2-13に示すとおり、トンネル遠方とトンネル部、および、地表面と地中の双方に発生している。

3-3 切羽通過後の挙動

（1） 地表面沈下性状

切羽通過後のトンネル軸線上の地表面沈下性状は、大きく分けて、図2-19に示すような2つの形状となる。①は、切羽がひとつ、あるいは、ベンチ長が短い場合の沈下性状であり、サイロット工法や一次閉合式を用いた成田空港トンネルや栗山トンネル（矢切工区）の一部を除いたほかのすべてのトンネルでは、このような形状を示している。これら

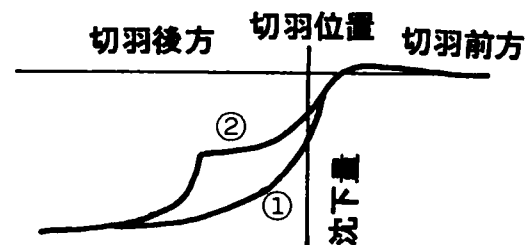


図2-19 ベンチ長の差による
トンネル軸線上の地表面沈下分布曲線
の相違の概念図

のトンネルでは、ショートベンチ工法を採用し、切羽は、上半、下半、インバートと3つ存在したことになるが、上半ベンチ長を10～15m以下に保って施工したことにより、それぞれの切羽の影響が重なりあって、ちょうど、複合したひとつの切羽のような影響として現われ、①のような状況となったと判断される。また、②は、切羽が複数であり、しかも、それぞれの切羽が離れており、お互いの掘削による地山への影響が独立している場合であり、ひとつの切羽の通過による急激な沈下は、それぞれの切羽の通過と共に収束し、新たな切羽の通過による沈下が発生する。

いずれの場合も、地表面沈下は、切羽が遠ざかるにつれて収束に向い、トンネル断面が閉合されてほぼ収束する。しかし、この種の地山では、地表面沈下の時間依存性がかなりあり、断面閉合後1か月経過した後も、3～5mm/月程度で沈下が進行していく例が、取香トンネルで4測点確認されている。これは、トンネル切羽の通過前後で発生した地表と地中の相対変位が、地下水の移動、応力の再配分などによって次第に減少していくためと考えられる。

トンネル横断方向では、切羽通過後に発生した中央値の大きな正規分布曲線状

の地表面沈下性状は、更に、大きな中央値をもつようになり、中央値が一定値に近づくにつれて、形状は一定になる。一方、中央値が収束せず、クラウン直上の地中と地表の間の相対変位が、地表の絶対沈下量に比べてかなり小さくなってくると、トンネル側壁、あるいは、その少し遠方の地表面に、トンネルの軸線とほぼ平行なクラックが発生することがある。図2-20には、取香トンネル62k780m地点で測定されたトンネル横断測線上の沈下量を切羽の進行とともに表わし、等沈下曲線で示したものに、栗山トンネルで見られた地表面のクラックを重ねて描いている。ふたつの地点で直接的に比較することができないものの、取香トンネルで得られた等沈下曲線は、地表面が平坦な場合に見られる一般的なものとみなすことができるので、このコンターラインとクラックの線がほぼ一致した形状を示していることは興味深い。

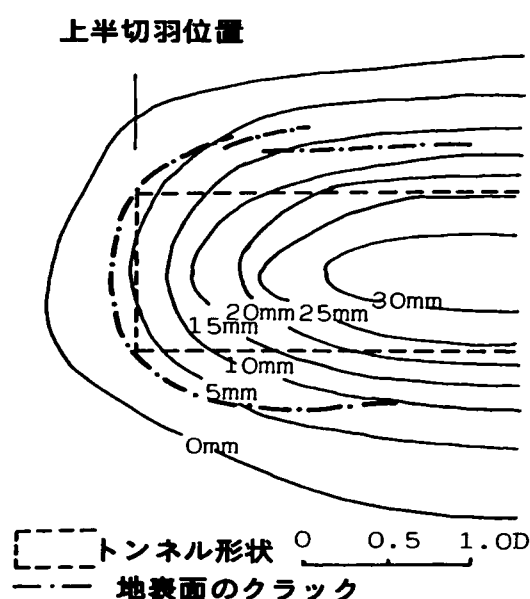


図2-20 トンネル切羽周辺の地表面沈下分布の例（取香トンネル）と地表面に発生したクラックの例（栗山トンネル 矢切工区）

（2） 相対変位

切羽の通過前後で発生した地表とトンネルクラウン付近の相対変位は、切羽の進行に伴い、図2-17からもわかるように3種類の挙動を示した。①は、切羽通過前後で発生した相対変位がインバート閉合後までそのまま維持されるもの、②は、相対変位が最大となった後、僅かずつではあるが相対変位が減少していくもの、③は、相対変位が急激に減少して、切羽通過後僅かの間にゼロになってしまうものである。表2-13には、各測点でのデータをこの3つの分類に従って

表2-13 地表とトンネルクラウン付近の測点同志の間の相対変位変化状況

トンネル	堀之内トンネル									
測点	61k 300m	360	547.5	552.5	557.5	562.5	567.5	572.5	577.5	582.5
H/D	0.42	1.05	1.01	1	0.94	0.98	0.83	0.68	0.59	0.52
パターン	③	②	②	②	②	②	②	②	②	③

トンネル	栗山トンネル (矢切工区)		国分川 分水路	取香ト ンネル
測点	2k 785m	805	No.141 +17m	62k 780m
H/D	0.88	0.96	1.34	0.92
パターン	①or②	②	①	①or②

整理して示しているが、これらの分類は、概ね、土被りによって整理できる。すなわち、①のタイプは、 H/D が1.0より大きい場合、②のタイプは、 $0.5 < H/D \leq 1.0$ 、③のタイプは、 $H/D \leq 0.5$ の場合に発生している。しかし、図2-17の取香トンネルの例のように、①か②のいずれか区別のつかない測定例もある。これは、 H/D 、地質状態、掘削、支保などの条件が複雑に影響した結果と考えられ、①と②の形が複合したものとみなすことができる。

一方、地中の測点の位置がクラウンから離れるにつれて、地表とその測点の間の相対変位の発生状況にも差違がみられるようになる。図2-21には、クラウン上に設定したいくつかの測点と地表の間の相対変位が切羽の進行につれてどのように変わっていくかを示す代表例として、3測線の例を掲げている。表2-13で示した測線のデータは、図2-21のいずれかの場合と同じパターンに分類することができる。国分川分水路の例は、地表とクラウン近傍の測点の間の相対変位が①の場合であり、測点がクラウンから離れても、①と同じ経過をたどる。堀之内トンネル(B)の例は、②の場合に相当し、測点がクラウンから離れると、①または、②と同じ経過をたどる。堀之内トンネル(A)の例は、③の場合であり、測点がクラウンから離れても③と同じ経過をたどる。

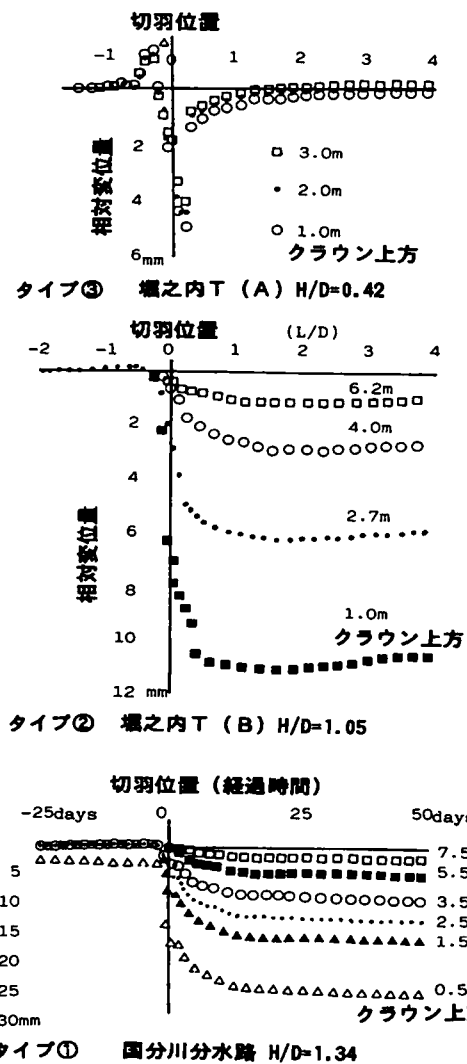


図2-21 トンネル切羽の進行に伴う地表面とクラウン直上の各測点の間の相対変位(地表面沈下を基準とする)

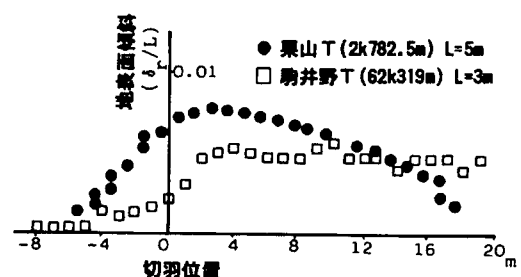


図2-22 トンネル切羽の進行に伴う傾斜で表した水平面内の相対変位の挙動

トンネル軸線方向に目を向けると、切羽の通過前後に発生した水平面内の相対変位は、図2-22の栗山トンネルの例のようになる。ここでも、図2-15と同じように相対変位が傾斜として示されているが、通過した切羽が遠ざかるにつれて概ね減少する傾向を示し、地山条件（地質、地形、土被り）と施工条件が2つの測定点で同じであれば、この相対変位は最終的には、ほぼゼロになる。これに反して、トンネル横断方向では、トンネル側壁直上付近の2点間の相対変位は、切羽の進行に伴って増大し、地表面沈下の収束につれてほぼ一定値になる。

すなわち、トンネル横断方向の地山挙動は、トンネル側壁面を横断方向の切羽と考えた場合、縦断方向の挙動の一部と相似なものとしてとらえることができる。このことは、表2-6に示すようなトンネル切羽前方に発生する特徴的な種々の現象が、同時に、トンネル横断方向の同じ様なトンネルとの位置関係にある所にも発生していることから裏付けられる。

第4節 沈下現象と地山および施工の評価

本章で示したトンネル周辺地山の沈下現象は、掘削に対する地山条件の良否やトンネルの設計、施工の的確さと密接な関係を有している。9つのトンネルの施工経験からこれらを整理すると、次のようになる。

- (1) 先行隆起あるいは先行相対隆起の見られる地山は、比較的良好な地山であり、クラウン上に粘性土を含む層が多く存在している。
- (2) 先行沈下が早く始まったり、先行沈下量が大きい地山は、地山強度の小さな、掘削以前に何らかの地山補強対策を必要としている地山と言える。
- (3) 切羽到達以前に地表と地中の間に相対隆起が発生する地山は、既掘削部の沈下の影響によって先行沈下が早く発生する地山であり、掘削対象地山としては(2)同様に事前に何らかの地山補強対策を必要としている地山といえる。
- (4) 切羽到達前後に発生する地表と地中の間の相対変位が大きく、その相対変位が切羽通過後も維持されるような地山は、土被りも十分な比較的良好な地山であり、反対に、発生する相対変位も小さく、切羽の通過につれてすぐに相対変位が減少してしまうような地山は、トンネル掘削対象地山としては土被りも小さく、施工に適した地山とはいえず、事前に大規模な補強工が必要な地山といえる。
- (5) 切羽通過前後に発生する地表および地中の沈下が急激な地山は、事前の切羽前方地山に対する補強が不十分であった弱い地山と言え、この沈下が切羽通過後なかなか収束しない場合は、支保および断面閉合時期などの設計、施工に問題があることが多い。

- (6) 図2-9に示したように、切羽前方に横断クラックが発生する場合には、切羽後方の既掘削部の沈下量が際立って大きくなっており、また、切羽後方の既掘削部の沈下量を50mm以下に押えた場合にはこのクラックが発生していないことから、この横断クラックは(5)同様に切羽後方における支保および断面閉合時期などの設計、施工に問題があることを示唆する指標となる。
- (7) 切羽通過後発生するトンネル軸線方向の地表面クラックは明らかな地山の破壊現象であり、クラックの発生と共に、地山は完全に荷重としてトンネルに作用してくる。したがって、このような現象が発生する前にトンネル断面を閉合し、最悪の場合でも地山荷重に耐えることができるよう支保を補強しておくことが必要となると考えられる。

第5節 結論

本章では、9トンネルで実施された現場計測の詳細な検討により、土被りの浅い土砂地山の沈下挙動をトンネル切羽の位置を一つの指標として考察を行った。その結果、次のような結論を得た。

- (1) 切羽の進行に伴ってトンネルセンター上の縦断面内で発生する沈下現象として、切羽前方で発生する先行隆起あるいは先行相対隆起、先行沈下、地中の点の地表面に対する相対隆起、切羽通過前後に発生する地表と地中の急激な沈下とこれに起因する地中の点の地表面に対する相対的な沈下の各現象の存在とその特性が明らかとなった。
- (2) 切羽の位置を中心に考えた場合の切羽前方および後方の地表面とトンネルクラウンレベルの沈下形状、さらにトンネル横断面内の地表およびクラウンレベルの沈下形状が明らかになった。また、トンネル横断面内では、トンネル側壁を切羽位置とみなした場合に予想される(1)に示したトンネルセンター上の縦断面内で発生する現象が発生していることから、トンネル周辺地山の沈下現象の予測にあたっては、切羽の位置およびトンネル壁面の位置がひとつの基準となると考えられる。
- (3) 地表面に発生する先行横断クラックやトンネル軸線方向のクラックは明らかに地山の破壊現象であり、これらの現象が発生するか否かは、既に掘削された区間の沈下量あるいはトンネルセンターの沈下量の大小と密接な関係があることから、トンネル周辺地山の沈下挙動を考えるにあたっては、単にトンネル横断面上の挙動としてとらえるのではなく、縦、横断方向相互の関連についても考慮する必要がある。特に、トンネル縦断方向の沈下現象は横断方向の現象に先立って発生するこ

とから注意を払う必要がある。

- (4) 本章で明らかとなった沈下現象は、トンネル掘削対象地山の良否あるいは事前の地山補強の必要性の有無、さらに支保の設計や施工の地山に対する適否を定性的に示す良い情報となる。

参 考 文 献

- 1) 村山朔朗, 松岡 元; 粒状土地盤の局部沈下現象について, 土木学会論文報告集 No.172, pp31-41, 1969
- 2) 中崎英彦, 浅井勝稔, 岡部 博; 乾燥砂を用いたトンネルの模型実験 (その 1), 第 14 回土質工学研究発表会講演集, pp1493-1496, 1979
- 3) 島田隆夫; 土被りの浅いトンネルの地表沈下, 土木学会論文報告集, No.296 pp97-109, 1980
- 4) 足立紀尚, 田村 武, 八島 厚, 上野 洋; 砂質地山トンネルの挙動と解析に関する研究, 土木学会論文集, No.358, PP129-136, 1985
- 5) Atkinson, J.H. and Potts, D.M.; Subsidence above Shallow Tunnels in Soft Ground, Proceedings of ASCE, GT4, pp307-325, April. 1977
- 6) Kimura, T. and Mair, R. J.; Centrifugal Testing Of Model Tunnels in Soft Clay, Proceedings of 10th ICSMFE, Stockholm, pp319-322, 1981
- 7) Brown, E. T., Bray, J. W., Ladanyi, B. and Hoek, E.; Ground Responce Curves for Rock Tunnels, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.109, No.1, pp15-39, 1983
- 8) Mindlin R. D.; Stress distribution around a tunnel, Journal of Geotechnical Engineering, A. S. C. E., pp619-642, April . 1939
- 9) Szechy, K.; The Art of Tunnelling, Akademia Kiado, Budapest, 1967
- 10) 木山英郎, 藤村 尚; 地下浅所のトンネル掘削に伴う地表面沈下の弾性解析 土質工学会論文報告集, Vol.22, No.3, pp161-169, 1982
- 11) Kawamoto, T. and Okuzono, K.; Analysis of Ground Settlement Due to Shallow Shield Tunnels, Int. J. Num. and Mech. in Geo., Vol.1, pp271-281, 1977
- 12) 樗木 武, 田中章二, 等 敏一; トンネル周辺の弾塑性応力状態及び地表面沈下について, 第 30 回土木学会年次学術講演会講演概要集, pp311-312, 1975
- 13) 足立紀尚, 田村 武, 八島 厚, 上野 洋; 砂質地山における浅いトンネル掘削に伴う地表沈下, 土木学会論文集, No.370, pp85-93, 1986
- 14) Katzenbach, R. and Berth, H.; Non Linear 3-D Analysis for NATM in Frankfurt Clay, Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, Vol.1, pp315-318, 1981
- 15) Schmidt, B.; Settlements and Ground Movements Associated with Tunneling in Soil, PhD Thesis, University of Illinois, Urbana, 1969
- 16) Peck, R. B.; Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground, Proc. of 7th ICSMFE Mexico City, pp225-290, 1969

- 17) Hansmire, W.H. and Cording, E.J.; Field Measurements of Ground Displacements about a Tunnel in Soil, Final Report Prepared for Washington Metropolitan Area Transit Authority, Washington D.C., Sept. 1975
- 18) 横山 章, 堀内義朗, 木村 宏; 被りの浅い砂質地山におけるトンネル周辺の沈下挙動, 土木学会論文集, No. 388, pp151-160, 1987
- 19) 吉田福次, 杉村昌利, 池田 宏; 土被りの浅い砂地盤を貫く, 鹿島線大貫トンネル, トンネルと地下, Vol. 11, No. 10, pp25-34, 1980
- 20) 千葉県真間川改修事務所; 国分川分水路トンネル工法検討報告書, (財) 国土開発技術センター
- 21) 吉村 恒, 増田 裕, 内藤清治, 阿曾満寿男; 砂地盤に挑む大断面 NATM, 成田空港トンネル, トンネルと地下, Vol. 11, No. 9, pp7-15, 1980
- 22) 錦織 紀, 栗原一高, 埴原三寿; アーストンネルにおける大断面 NATM (一次閉合式) の計画と施工, 鉄道土木, 25-11, pp25-31, 1983
- 23) 藤森房司, 田代美樹男, 木村 宏, 木村光夫; 土被りの浅い砂質地山における安全管理手法, 土と基礎, 34-2(337), pp45-52, 1986
- 24) 堀内義朗, 木村 宏; トンネル支保の効果の評価について, 第 41 回土木学会年次学術講演会講演概要集, III- 358, pp715-716, 1986
- 25) 木村 宏; 成田新幹線堀之内トンネルにおける NATM 施工計画について 第 38 回建機新報土木技術セミナーテキスト, 第 6 講座, pp1-18, 1981
- 26) 木村 宏; 成田新幹線取香トンネルトンネルにおける NATM の施工について, 建機新報土木技術セミナーテキスト『NATM 施工技術の研究と横浜地下鉄大断面 NATM 見学会』, pp23-46, 1982
- 27) 日本鉄道建設公団東京支社; 成田新幹線 NATM 研究会資料, 部内資料, 1982
- 28) 寺戸幸雄, 木村 宏; トンネルの掘削に伴うカブリの薄い未固結地山の変形挙動に関する考察, 第 14 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp111-115, 1982
- 29) 金沢 博, 近藤達敏, 土屋 浩; 土被りの浅いトンネルにおける切羽前方の地盤隆起現象の測定例, 第 16 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp235-239, 1984

第 3 章 トンネル掘削による地山の挙動を特徴づける指標

第 1 節 序論

土かぶりの浅い未固結な砂質地山にトンネルを掘削する場合に主として問題となるのは、次の 2 点である。

- (1) 周辺構造物に対する障害
- (2) 地山の崩壊とトンネルの変状

第 2 章では、このような問題を発生させる因子の 1 つであるトンネル掘削に伴う地山の挙動についてその沈下挙動を中心に現場計測結果に基づいて検討した。周辺構造物に対する障害は、主として構造物の基礎の不同沈下や大きな地表面沈下によって生ずるため、従来から地表面沈下の発生する範囲の大きさや最大沈下量を予測する方法に対する研究が行われてきた。Szechy の著書¹⁾の中には、Briggs、Goldreich、Aversin、Mortos らの地表面沈下の経験式、Kunczl の落し戸による模型実験が紹介されている。Schmidt²⁾ は、トンネル横断方向の地表面沈下形状が正規分布曲線で特徴づけられることを示し、正規分布曲線の評価に基づいた地表面沈下形状の特性化を行っている。Peck³⁾ は都市トンネルにおけるシールドトンネル工事の実績から、正規分布曲線の特性値の 1 つであるトンネル中心から正規分布曲線の変曲点までの距離 i が、種々の地質によって、また、トンネル中心の深さとトンネル掘削幅の比 (Z/D) に応じてある範囲内にあることを示した。

この成果を受け、Attewell⁴⁾ ら、O'Reilly⁵⁾ ら、Hansmire⁶⁾ ら、半谷⁷⁾、藤田⁸⁾、竹山⁹⁾ らは、数多くのシールド工事の実績からこの研究を裏付けており、Schmidt¹⁰⁾ は、さらに軟弱粘土にシールド工法を用いた条件下では $2i/D$ が Z/D の関数となることを示した。また、間片¹¹⁾ らは、地表面沈下の形状やトンネル中心からの離れと建物の被害の関係をシールド工事の実績から分析し、砂質土と粘性土による相違を示した。

一方、地山材料として砂やアルミ棒積層体を用いた落し戸の実験も中崎¹²⁾ ら、島田¹³⁾ らによって行われ、Peck の成果と対比されている。また、足立¹⁴⁾ らは金属円筒の収縮機構を使ってトンネル掘削をシミュレートした模型実験を行い、Atkinson¹⁵⁾、Mair¹⁶⁾ らは砂および粘土を地盤材料とした遠心載荷試験を行い、Peck の成果を立証している。Kanji¹⁷⁾ は土かぶりの浅いトンネルにおけるこれらの諸特性について総合的な評価を加えているものの、 $H/D < 1.0$ (ここで H は土かぶり厚) を取り扱っている例は非常に少ない。本章では、第 2 章で得られた沈下挙動を特徴づける指標について、トンネル縦断および横断方向の沈下分布曲線をもとに考察する。

第2節 地山挙動の評価の考え方

地山挙動の評価は、トンネルの建設という立場から考えると、序論で示した周辺構造物に対して障害が生ずるか、あるいは地山の崩壊やトンネルの変状の可能性があるか否かを判断することである。

第2章の検討の結果、トンネル掘削による土かぶりの浅い未固結砂質地山の挙動として表3-1に示すものがあることがわかった。これらの挙動は、主として最も現象として捉えやすいトンネル縦、横断方向の地表および地中の沈下に関する挙動特性であり、切羽の進行に伴い一般的に生ずることが認められる。すなわち、切羽の位置がトンネルの掘進につれて移動することにより、位置は変わるものの同一の条件下ではこれらの挙動がトンネル縦断面あるいは横断面内のいずれかの地点でいつも生じていることになる。

表3-1 トンネル掘進に伴い地表と地中に現われる現象（表2-7再掲）

地表面上で発生する現象			地中で発生する現象		
通常現象	変状または異常現象	観察されたトンネル	通常現象	変状または異常現象	観察されたトンネル
①先行隆起又は先行相対隆起($L < -1m$)		堀之内 T 取 香 T 大 貫 T			
	②切羽前方の横断方向クラック	栗 山 T (矢切)			
③先行沈下		全トンネル	③先行沈下又は相対隆起		全トンネル
④沈下分布の拡大		堀之内 T		⑤掘削面の局所的な崩落	全トンネル
⑥急激な沈下($-3 \leq L \leq 3m$)		全トンネル	⑥急激な沈下と相対沈下		全トンネル
	⑦地山の崩壊	堀之内 T 栗 山 T		⑧掘削面の崩壊	堀之内 T 取 香 T 栗 山 T 国分川分水路
⑨沈下の収束($1m < L$)		全トンネル	⑨沈下の収束		全トンネル
	⑩トンネル軸線方向のクラック	堀之内 T 栗 山 T	⑩相対変位の減少		堀之内 T

注) L ; トンネル切羽とそれぞれの現象が観察される位置との離れ

また、トンネルが掘削される以前に先行隆起や先行沈下等の挙動が生じ、しかも先行横断クラックの発生がすでに掘削が行われた部分の沈下量と密接な関係を有しているという事実は、トンネル上方の地山があたかも三次元的な連続性を保って挙動を示すことを示していると考えられる。表3-1に示した挙動の中には、先行横断クラックや切羽の崩壊、トンネル縦断方向のクラックなど直接地山の崩壊を示す事象のほか、これに至る過程を示す挙動が含まれている。

このような地山の挙動を連続的に把握し評価するためには、従来から行われているようなトンネル周辺地山の挙動を1つの横断面の特性としてだけ評価することでは不十分であり、次のような条件を備えた情報が必要である。

- (1) トンネル支保部材の効果を含め、トンネル縦、横断方向の挙動が的確に反映していること
- (2) 点または線としての情報ではなく、面またはマスとしての情報まで拡張できること
- (3) 切羽の進行に従って連続的な情報として得られること
- (4) 地表面の傾斜あるいは地山の崩壊を示すものであること

これらの条件を満たす情報としては、トンネル上方の地山を1つのスラブ状の構造体と考えた場合の特性曲線であるトンネル縦断方向の地表（あるいは地中）沈下分布曲線と横断方向の沈下分布曲線が位置づけられる。

鉱山の分野では古くから地表陥没によって起こる土地運動として沈下、傾斜、湾曲、水平運動、引張および圧縮の作用が生ずることが知られており、その状態を地表面沈下分布曲線形状から把握することが行われてきている。

ここでは、トンネル工事の現場計測から得られる地表面や地中の沈下分布曲線に対してこのような考え方を適用した場合、土かぶりの浅い未固結砂質地山の連続体的挙動から破壊現象に至るまでの挙動を実用的な精度で定量的に評価できる指標が得られるかどうかを検討し、その指標の特性と評価方法について述べる。

第3節 トンネル縦断方向沈下分布曲線の評価

トンネル縦断方向の沈下分布曲線は、トンネル掘削による切羽および切羽前方地山への影響はもちろん、切羽後方の支保効果を含めた影響を反映した結果として得られる。したがって、沈下分布曲線の連続性と不連続性を考慮し、次のような仮定を導入し、この曲線を用いて表3-1に示した挙動の評価を行うことができる¹⁹⁾。

仮定：トンネル上方の地山および支保の一体となった部分は、トンネル縦断方向に連続性を保ったはりとしての挙動を行う。従って、トンネル縦断方向の地表または地中の沈下分布曲線をこのはりのたわみ曲線とみなす。

3-1 傾斜（ θ ）による評価²⁰⁾

縦断方向の沈下分布曲線の傾斜（ θ ）は次式で与えられる。

$$\theta(i), (i+1) = \frac{d(i+1) - d(i)}{l} \dots\dots\dots (3-1)$$

ここに、 $d(i), d(i+1)$ ：測点の沈下量（沈下を負とする）

l ：測点間隔（一定値）

2 測点間の傾斜（ $\theta(i), (i+1)$ ）は、切羽の進行に伴い、図3-1に示す変化をた

どる。切羽が2つの測点間に近づいてくるにつれて θ の負の値は増大し、切羽が離れるに従ってしだいに減少する。しかし、2つ以上の切羽が離れて存在する場合には、新たな切羽が近づいてくると θ は再び増大し、切羽の通過に伴い再び減少していくことがある。しかし、この一般的挙動は、地表面の傾きや施工自体の影響を強く受けその形を変える。

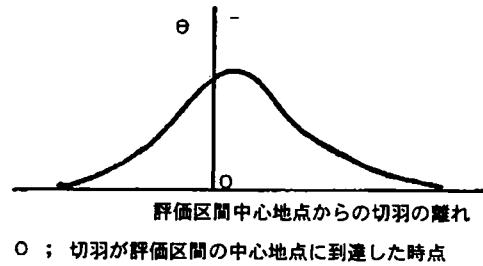


図3-1 切羽の進行に伴う傾斜(θ)の一般的变化

地表と地中の縦断沈下分布曲線の傾斜(θ)は、図3-2²¹⁾に示すように地表と地中の間に発生する沈下量の差により切羽前後で相違が生じ、一般に地中の沈下分布曲線の傾斜(θ)が急であるが、土かぶりが小さくなると($H/D < 0.5$)その差はほとんどなくなる。

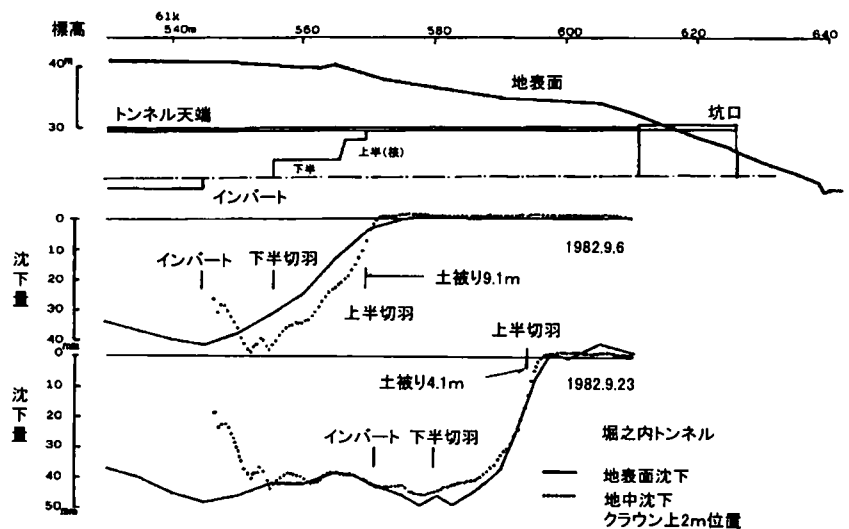


図3-2 地表面とクラウン直上のトンネル縦断方向沈下分布曲線の相違(堀之内トンネル)

また、図3-3に示すように、地山に何らかの変状が生ずる場合には、地表と地中における傾斜(θ)の差は非常に小さなものになっている。このような場合には、前述の仮定が成立せず、不連続面の発生する挙動となるため、むしろ、トンネル上方地山が測点ごとに区切られた長方形のブロックにより形成され、このブロックがトンネル施工により沈下し、せん断変形を生じるものと仮定し、傾斜(θ)をブロックに発生する単純せん断ひずみと対応させて考えること

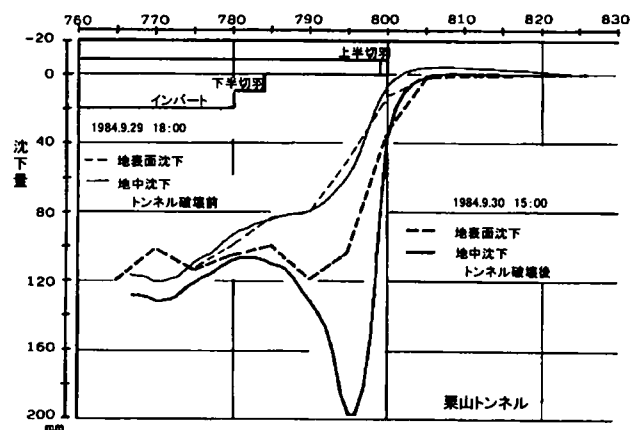


図3-3 トンネル破壊前後の地表とクラウン直上のトンネル縦断方向沈下分布曲線の相違(栗山トンネル)

が現実的と考えられる²¹⁾。この考え方によると傾斜（ θ ）は、測定間隔が小さければ2つの測定間の不連続性を示す1つの指標と考えられ、傾斜（ θ ）が急なほど2測点間の連続性を断つせん断力が作用していることを示すものと考えられる。したがって、トンネル上方地山が安定して掘削されている場合には、 θ の絶対値も小さく、不安定に近づけば近づくほど大きくなる。

堀之内トンネル、栗山トンネルの計測実績からは測定間隔が1mの場合に対して、5mの場合には、傾斜（ θ ）は50～60%まで減少しており、参考文献18）にも示したように地山に何らかの不安定現象が生ずる限界値（ θ_{cr} ）は0.6～0.9%程度の範囲にある。

3-2 曲げモーメント指数（ M' ）による評価

曲げモーメント指数（ M' ）は、次式で定義する。

$$M'(i) = \frac{\theta(i), (i+1) - \theta(i-1), (i)}{l} \dots\dots (3-2)$$

この指数は、前述の仮定に基づけば、はりの断面に作用する曲げモーメントに相当するもので、地表面付近あるいは掘削面、支保面などの自由面付近の表面応力状態を示す指標と考えられる。したがって、曲げモーメント指数の大小は、地表面に発生し得る引張りクラックあるいは支保の引張り破壊等の発生と密接な関係を示すことになる。

トンネル掘進に伴う曲げモーメント指数の一般的な挙動を図3-4に示す。切羽が到達する前に負の曲げモーメントが作用し、切羽が通過した後では反対に正の曲げモーメントが作用している状態となっている。その後、新たな切羽が近づいてくる場合には、傾斜（ θ ）と同様、

掘削の影響の程度に応じて再びこの挙動を繰り返すことがある。この挙動も地表面の傾斜（ θ ）や施工自体の影響を強く受けその形を変える。一方、このときの地中における M'_{max} は地表と同様の動きを示すが、その絶対値は地表よりも若干大きい。図3-5には、栗山トンネル（矢切工区、 $l=5m$ ）にお

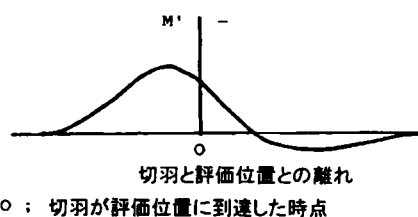


図3-4 切羽の進行に伴う曲げモーメント指数（ M' ）の一般的変化

ける各測点における M' の最大値と土かぶりの関係を示しているが、 M' の負の最大値 M'_{max} がある一定値（ $-5 \times 10^{-7}/mm$ ）以上になった区域では、切羽到達以前に地表面にトンネル横断方向クラックが発生している。このことは、切羽前方の地山の沈下が切羽後方の既施工部の地山の沈下に引き込まれる形で生じ、表3-

1に示した横断クラックは、地表面付近の引張り力によって発生していることを示しているものと考えられる。したがって、トンネル周辺地山の沈下量が小さく安定した状態で掘削されている場合の M'_{max} は、そうでない場合の数分の1以下にすぎないことが多い。トンネル横断方向の測定ではあるが、Hansmire⁶⁾らのワシントン地下鉄における地表面の水平移動量の測定結果から算出すると図3-6に示すようなひずみ分布が地表面に発生しており、曲げモーメント指数にはこのような状況が反映されている。

3-3 せん断指数 (Q') による評価²²⁾

せん断指数 (Q') は、次式で定義する。

$$Q'(i), (i+1) = \frac{M'(i+1) - M'(i)}{l} \dots \dots (3-3)$$

この指標は、はりに作用する曲げモーメントによって発生するせん断力に相当するものと考えられる。図3-7には、切羽の進行に伴うせん断指数の一般的な挙動を示す。

切羽がかなり離れた位置にある場合にはほとんど0であるが、切羽が近づくにつれて+の値が大きくなり、さらに切羽に近づくとき符号が逆転し、-になる。この負の値は切羽の通過直後まで急激な増大を続け、以後切羽が遠ざかるにつれて0に近づいて安定する。

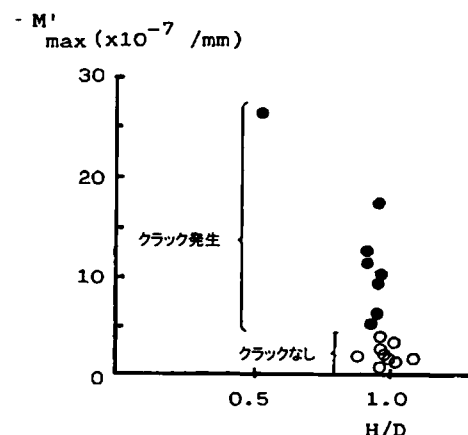


図3-5 曲げモーメント指数の最大値と地表面トンネル横断方向クラック発生の関係 (栗山トンネル)

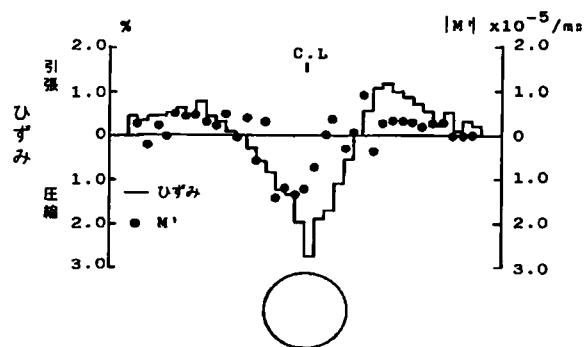
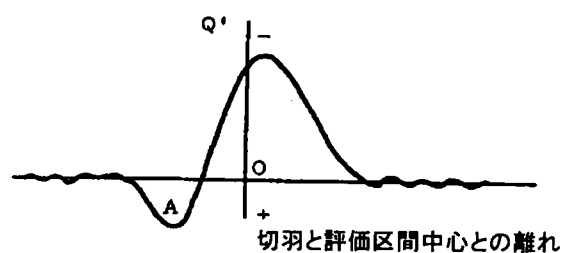


図3-6 トンネル横断面内地表面の引張ひずみ分布 (Hansmire⁶⁾)



O ; 切羽が評価区間中心地点に到達した時点

図3-7 切羽の進行に伴うせん断指数 (Q') の一般的变化

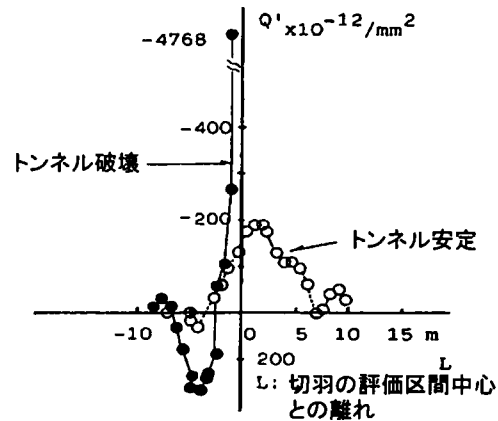
さらに、新たな切羽が近づくとその掘削による影響の程度に応じて同様の挙動を繰り返すことがある。

一方、地山に何らかの変状がある場合には、図3-8に示すように切羽通過前後のせん断指数 (Q') の負の値は急激に増大する。しかし、地山が安定している場合にはこの動きはゆるやかな場合も多い。

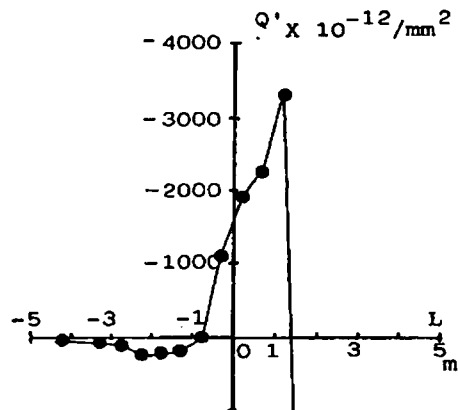
前述の仮定に従えば、切羽到達前の正の値を示す部分は、切羽前方の地山が支点となって既掘削部をはじめとするトンネル上方地山を支えている状態を示していることになる。このことは、図3-7に示すピーク値 (点A) の位置が支点となる部分の切羽からの離れを示し、この位置が原点から離れることは、切羽部分が支点としての効果を示さないほど劣化していることを示すと評価できる。

図3-9には、測点間隔5mの場合の地中沈下分布曲線から得られたそれぞれの区間のせん断指数の負の最大値 ($Q'_{sub,max}$) を地表沈下分布曲線から得られたもの ($Q'_{s,max}$) と比較している。

土かぶりの大きい場合には、地表と地中の沈下分布曲線から算出されたせん断指数には、切羽の通過前後で大きな差が生じる。しかし、この差も土かぶりが小さくなるどころ ($H^*/D < 0.5$) ではほとんど無視できるほどになる。ここで、 H^* は評価区間の土被りの平均値である。



(a) 堀之内トンネル



(b) 栗山トンネル

図3-8 トンネル破壊の発生した場所におけるせん断指数 (Q') の変化 (堀之内トンネルと栗山トンネル)

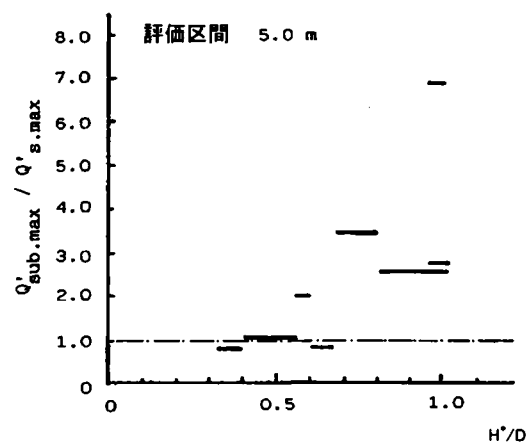


図3-9 地表と地中の沈下分布曲線形状の相違によるせん断指数の相違 (堀之内トンネル)

第4節 トンネル横断方向沈下分布曲線の評価

4-1 正規分布曲線の特性

トンネル横断方向の地表面沈下分布曲線が式(3-4)の正規分布曲線で表わされることはよく知られている(2), 3), 10), 15), 16) (図3-10)。

$$y = \alpha \exp\left[-\frac{x^2}{2i^2}\right] \cdots \cdots (3-4)$$

ここに、 α : 最大地表面沈下量

i : 変曲点の位置

また、この式から沈下分布曲線の傾斜(θ)の最大値(θ_{\max})が次式で与えられる。

$$\theta_{\max} = \frac{0.61\alpha}{i} \quad (x=i) \cdots \cdots (3-5)$$

しかし、一般の現場計測で得られる沈下分布曲線では、必ずしもトンネル軸線を中心とした対称的な形状になるとは限らず、このような場合には式(3-4)は式(3-6)のように書き改められる。

$$y = \alpha \exp\left[-\frac{(x-\beta)^2}{2i^2}\right] \cdots \cdots (3-6)$$

ここに、 β : 最大沈下量が発生すると予想される点のトンネル軸線からの離れ

式(3-1)が地表面が平坦な場合の地表面沈下分布曲線の性状を表わすことは、各種の模型実験や現場計測によって示されているが、地表面が傾斜していたり、掘削順序の影響を受けたりしている場合には、むしろ式(3-6)で表わした方が適当な場合が多い。

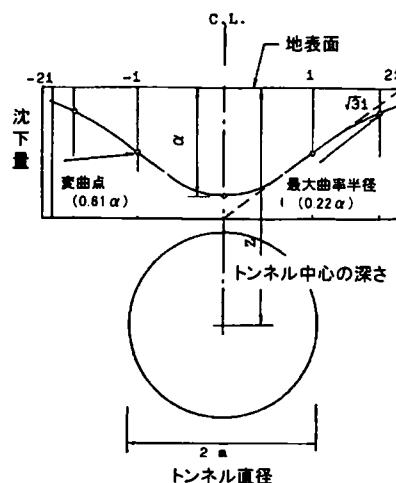


図3-10 トンネル横断方向沈下分布曲線として近似される正規分布曲線の形状特性

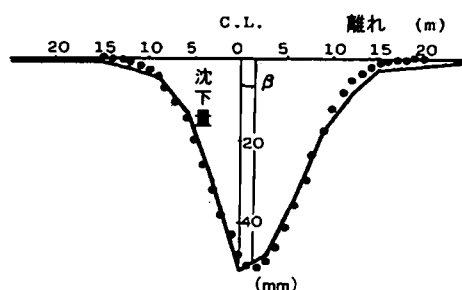


図3-11 非線形回帰分析により正規分布曲線に近似される正規分布曲線の形状特性

西尾ら²³⁾は、式(3-6)を回帰曲線として決定する方法を提案しているが、これによれば図3-11に示すように、最大沈下量の発生する位置がトンネル中心線上からずれる場合でも、よく合った回帰曲線が得られる。Hansmireら⁶⁾は、最大地表面沈下量が土かぶりの0.5%以上になると正規分布曲線との適合性が悪くなると報告しているが、最大地表面沈下量に対する標本標準偏差の割合で考えれば、決して適合性が悪いとはいえない。

以上のことから、トンネル横断方向沈下分布曲線は、式(3-4)または式(3-6)で表現することが可能であり、 α, β, i の3つの指標で特定化できるといえる。

4-2 最大沈下量(α)

第2章で示した洪積砂層である成田層に掘削された4つのトンネルにおける最大地表面沈下量(トンネル軸線上の沈下量)は、図3-12に示すとおりである。トンネルクラウンの深さ(H)とトンネル掘削幅(D)の比(H/D)の増大につれて、沈下量は減少する傾向にあるが、一方、ミニパイプルーフや薬液注入を補助工法として用いた場合には、同じ H/D でも20~30mm地表面沈下が減少している。しかし、 H/D と設計がともに同じ条件下での沈下量の相違も30mm以上みられる場合もあり、施工精度による影響が非常に大きいことを示している。ウェルポイントによって地下水を低下させた区間のある栗山トンネルでも、地下水位低下の地表面沈下量への影響は、施工条件、施工精度による影響よりは大きくなっていない。

一方、トンネル上方地山には厚みがあり、地表と地中の沈下量には厚みに応じて差が生じる。その差は土かぶりの増大に応じて大きくなる。第2章の図2-17で示したように $H/D=1.0$ 程度で10mm程度あるものの、土かぶ

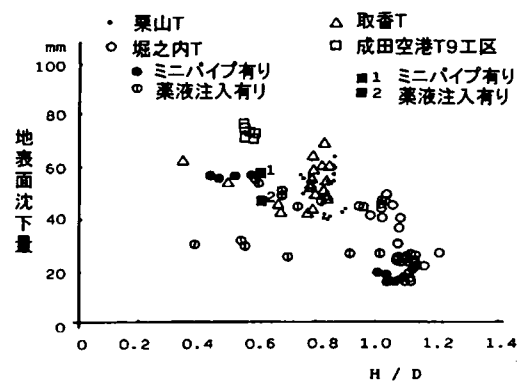


図3-12 成田層に施工されたトンネルにおけるトンネルセンターラインに沿った地表面沈下

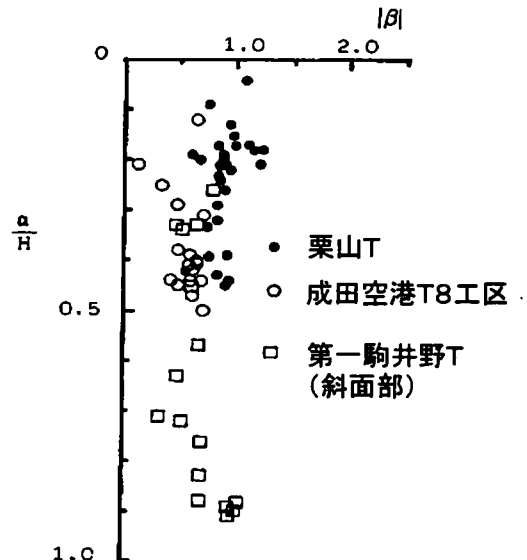


図3-13 地表面沈下量の増大に伴うトンネル横断方向地表面沈下量の最大値発生位置(β)のトンネルセンターからの離れ

りが小さくなると ($H/D < 0.5$) 切羽通過前後の一時的に発生するだけとなる。

4-3 最大沈下量の発生する位置 (β)

β は最大沈下量 (α) が小さい場合には沈下分布曲線の対称軸がトンネルセンターよりも離れた値を示すことがあるが、図3-13のように地表面の傾斜の影響を受けなければ、沈下量が増大し α/H が0.3%以上になると β はおおむね1m以下となる。

また、図3-14に示すように、地表面の傾斜が15度以上の場合には、 β 値に有意な差 ($2\beta/D > 0.2$) が生じ、横断地表面沈下形状に傾斜の影響が現われてくるといえる。一方、 β 値は加背割、施工順序の影響を受けることもあるが、先に掘削された部分に特に剛性の高い構造物を作った後に周辺部の掘削を行うことがなければ、 β 値は小さい値に収まる傾向にある。成田空港トンネル8工区や栗山トンネルなどで行ったサイロット工法では、他のショートベンチ区間と比べて、 β 値が特に異なるという現象は見られなかった。

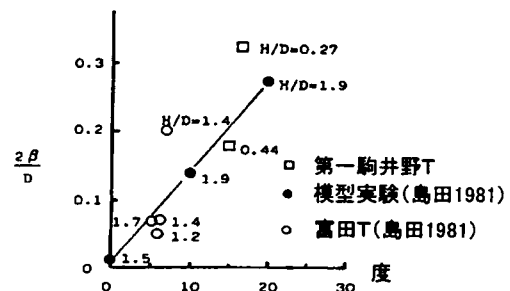


図3-14 横断方向地表面の傾斜と β の関係

4-4 変曲点の位置 (i)

トンネル横断方向沈下分布形状のうち、沈下の広がりを示す指標として変曲点の位置 (i) が位置づけられる。

Peck³⁾、Schmidt^{2), 10)}らの成果を受け、著者らは継続的な現場計測と非線形回帰法を使って、式(3-4)の回帰係数として i を求めた。6トンネル6測線における代表的な結果を図3-15、図3-16に示す。

これらの結果と他の17測線の結果を総合すると、 i の値は最大地表面沈下量 (α) とトンネルクラウンの深さ

(H) との比 α/H によって変化し、その変化パターンは図3-17のように3つの種類に分けられ、以下のように分類される。ここで α/H は単位土かぶり当たりの沈下量を示し、地山の受ける掘削の影響度を示すものである。

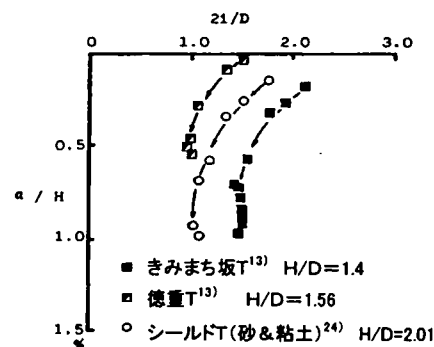


図3-15 トンネル横断方向地表面沈下量の最大値の増加に伴う回帰された正規分布曲線の変曲点の位置の変化 (1): $H/D > 1.0$ の場合

(A) α/H が小さいうちは、変曲点はトンネル側壁直上よりトンネル軸線側 ($2i/D < 1.0$) にあり、 α/H の増大につれて i はわずかに増大し、ほぼ一定値に近づく。栗山トンネル、成田空港 T8 工区は、いずれもサイロット工法で施工されたものである。

(B) α/H の如何にかかわらず、変曲点はトンネル側壁直上付近 ($2i/D \approx 1.0$) にある。

(C) α/H が小さいうちは、 i はトンネル中心軸から遠く離れた位置にあり、 α/H の増大につれてある一定値に近づいてくる。これは岩質地山や土かぶりの比較的大きな地山にみられる。

しかし、いずれの場合も近づく一定値 (i_c) は α/H が 0.5% 以上ではあまり変化しない。

Schmidt¹⁰⁾、Atkinson¹⁵⁾らの報告では、 α/H の値のいかにかわらず、 $2i/D$ の値は一定であるが、図 3-15 のように Butler²⁴⁾らのシールドトンネルの結果でも、 $2i/D$ の値が α/H の増大につれて減少する傾向が認められる。

また、(C) のタイプは岩質地山をはじめ土かぶりの大きな地山にみられ、トンネルの施工条件としては良好と判断される。このことは、施工実績からトンネル施工のための地山条件の良否を判断することが可能であること、さらに $\alpha/H > 0.5\%$ では地表面沈下の横断形状が式 (3-4) を用いて、最大沈下量 (α) だけで特定化できることを示している。図 3-18 には未固結地山において $\alpha/H > 0.5\%$ となった時点でのトンネル中心深さ (Z) とトンネル掘削幅 (D) の比に対する $2i/D$ の関係を示しているが、山岳トンネル工法で施工された本事例とシールド工法による事例を比較すると、Schmidt が示したシールド工法による軟弱粘土における実績¹⁰⁾ $2i/D = (2Z/D)^{0.8}$ が成田層における $Z/D < 1.5$ の上限

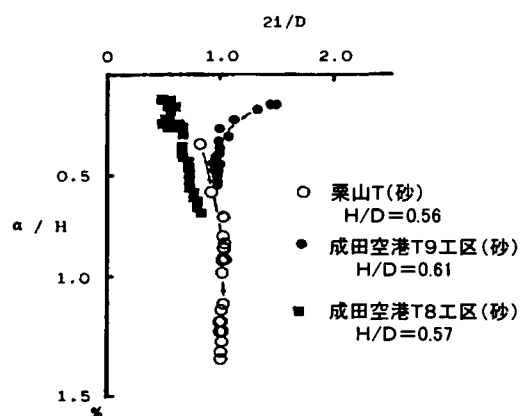


図 3-16 トンネル横断方向地表面沈下量の最大値の増加に伴う回帰された正規分布曲線の変曲点の位置の変化 (2); $H/D < 1.0$ の場合

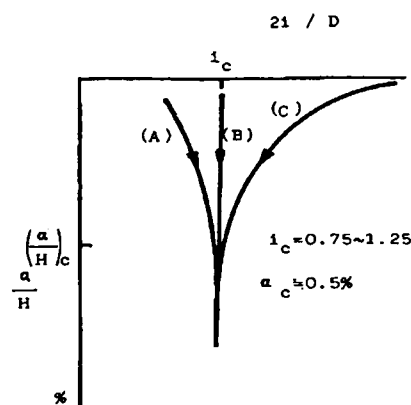


図 3-17 トンネル横断方向地表面沈下量の最大値の増加に伴う回帰された正規分布曲線の変曲点の位置の変化パターン

値を与えていることがわかる。

また、点Aがトンネル施工後、数か月という長期的な測定結果に基づくものであること、点Bがサイロット工法を用い、 $2i/D$ が大きくなることを意図して加背割を行ったものであることを考え、これらの結果を除外すると、図3-18の結果を表わす関係は次式となる。

$$\left[\frac{2i}{D}\right] = 0.09 \frac{H}{D} + 0.87 \dots\dots (3-7)$$

このように、土かぶりの浅い未固結な砂層においても、地表面とトンネルの幾何学的位置関係が決まれば式(3-7)より i の値が得られ、沈下量が増大した状態($\alpha/H > 0.5\%$)に対する地表面沈下の横断形状が特定化できることになる。

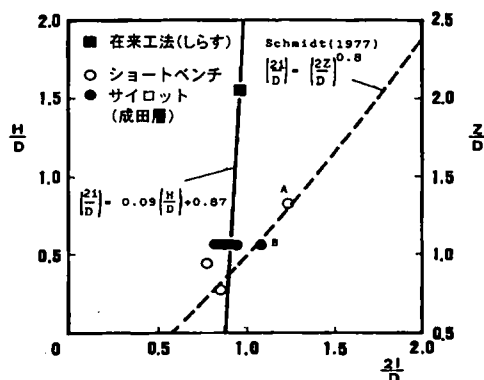


図3-18 最終状態の回帰された正規分布曲線の変曲点の位置と土被りの関係 ($\alpha/H > 0.5\%$ の場合)

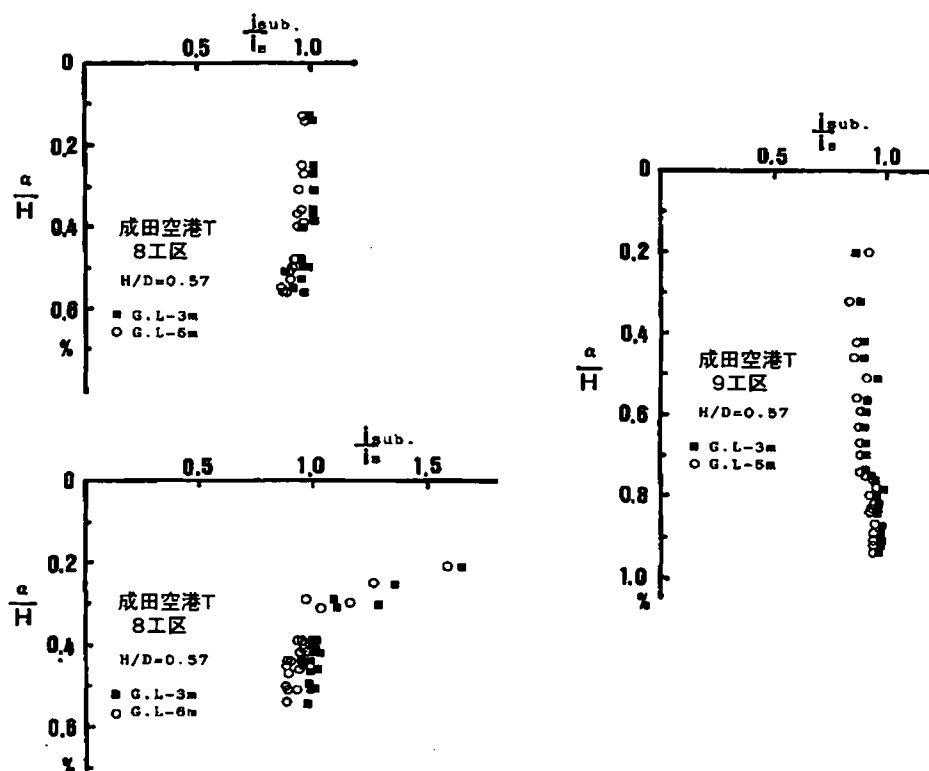


図3-19 地表面沈下量の増大に伴う地表と地中の横断方向分布曲線から得られる変曲点位置の相違

一方、地中における横断沈下分布曲線に対する変曲点の位置 i_{sub} と地表における i_s の比を図3-19に示す。一般に地中のレベルがトンネルクラウンに近づくにつれて i の値は小さくなるが、沈下量の小さい間は($\alpha/H < 0.4\%$)、地中の i が地表よりも大きくなる場合もある。しかし、 $\alpha/H > 0.4\%$ では地表面沈下分布曲線に対する i の値との差は最大でも15%程度である。

なお、ここまで述べた i の値は、式(6)における正規分布曲線の中心から変曲点の離れであるが、測定ごとに変化する変曲点の位置のトンネル軸線からの離れ(i')は $i + \beta$ で与えられるが、 i も i' も同様の挙動を示している。

4-5 傾斜(θ)、曲げモーメント(M')、せん断指数(Q')

トンネル縦断方向の沈下曲線の場合と同様に、傾斜(θ)、曲げモーメント指数(M')、せん断指数(Q')によっても横断沈下曲線は特徴づけられる。

切羽の進行に伴うこれらの一般的な挙動は図3-20のようになる。横断方向では縦断方向における切羽をトンネル側壁とみたて、しかも切羽が停止して地表あるいは地中の沈下が進行していく状態に相当する挙動を示していることがわかる。

図3-21には、(4)で示した6トンネルにおける i の範囲($0.85 < 2i/D < 1.0$)に対して、曲げモーメント指数の最大となる点と栗山トンネルで観察された地表面の縦断方向クラックの発生位置の関係を示しているが、この縦断クラックの発生位置が、曲げモーメント指数の最大値の発生する位置にほぼ一致している。このことは、地表面でのこの縦断クラックの発生原因も第2節で示した切羽前方の横断クラックと同じと評価することができる。

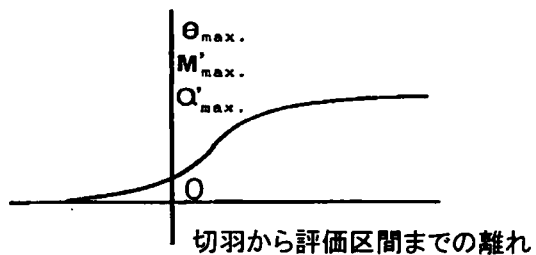


図3-20 切羽の進行に伴うトンネル横断方向の地表および地中の沈下分布曲線から求めた単純せん断ひずみ(θ)、曲げモーメント指数(M')、せん断指数(Q')の一般的变化

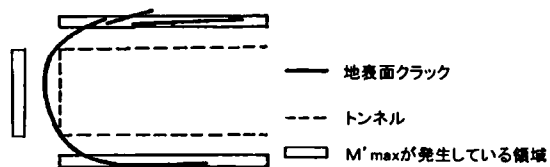


図3-21 曲げモーメント指数(M')の最大値の分布位置とトンネル破壊時に生じた地表面クラックの位置関係($0.85 < 2i/D < 1.0$ の場合)

第5節 結論

本章では、トンネル掘削による地山の挙動を特徴づける指標について、トンネル縦、横断方向の沈下分布曲線をもとに考察した結果、次のような結論を得た。

- (1) トンネル周辺地山の挙動は三次元的な連続性を有した状態から破壊時のこの連続性がなくなる状態への移行として位置づけられ、トンネル縦横断方向の地表および地中の沈下分布曲線は、この種の地山の挙動を評価する有効な情報となる。
- (2) 一般に、地表および地中における縦、横断沈下分布曲線には相違がみられるが、 $H/D < 0.5$ あるいは地山が破壊に近づくにつれてこの相違は小さくなる。
- (3) トンネル掘削による地山の挙動は、地表あるいは地中の沈下分布曲線を用いて、その傾斜 (θ)、曲げモーメント指数 (M') およびせん断指数 (Q') によって実用的な精度で定量的に特徴づけることができる。
すなわち、傾斜 (θ) はトンネル上方地山におけるせん断すべり面などの不連続面の発生を特徴づける指標となり、曲げモーメント指数 (M') は地表面に現われる引張りクラックの発生を特徴づける指標となる。
一方、せん断指数 (Q') は切羽およびその前方の部分の既掘削部分に対する支持状態を反映するとともに、傾斜 (θ) 同様、地山において不連続面の発生を知る指標となる。
- (4) 吹付けコンクリートとロックボルトを支保部材として用いた標準山岳トンネル工法においても、トンネル横断方向の沈下特性は、地表および地中のいずれも Peck らの文献³⁾ に示されているように正規分布曲線によって評価できるが、地表面の傾斜 (θ) が沈下分布曲線の形状に影響を与えるのはおおむね 15° 以上傾斜 (θ) している場合である。
また、正規分布曲線の変曲点の位置は、地表面の最大沈下量 (α) の増大に伴い、3つのパターンで変化し、沈下量が土かぶりの 0.5% を越えると、ほぼ一定値に近づく。
地表面と地中におけるこの変曲点の位置の相違は、 α/H が同じであれば、最大でも 15% 程度である。
- (5) $\alpha/H > 0.5\%$ で一定値となる変曲点の位置 (i あるいは i') と H/D は、 $H/D < 1.5$ ではほぼ線形関係を有し、次式で与えられる。

$$\left[\frac{2i}{D} \right] = 0.09 \frac{H}{D} + 0.87$$

参 考 文 献

- 1) Szechy, K ; The Art of Tunnelling, Akademia Kiado Budapest, 1967
- 2) Schmidt, B ; Settlements and ground movements associated with tunnelling in soil, Ph.D.Thesis, Univ. of Illinois Urbana, 1969
- 3) Peck, R.B. ; Deep excavations and tunnelling in soft ground, Proc. 7th ICSMFE, Mexico City, Mexico, pp.225~290, 1969
- 4) Attewell, P.B. ; Engineering Contract, Site Investigation, and Surface Movements in Tunnelling Works Soft Ground Tunneling Failure and Displacements, pp.5~12, A.A. Balkema 1981
- 5) O'Reilly, M.P. and New, B.M. ; Settlements above tunnels in the United Kingdom-Their Magnitude and Prediction, Tunneling'82, The Institution of Mining and Metallurgy, pp.173~181, 1982
- 6) Hansmire, W.H. and Cording, E.J. ; Field measurements of ground displacements about a tunnel in soil, Final Report, Prepared for Washington Metropolitan Area Transit Authority, Sept. 1975
- 7) Hanya, T. ; Ground movements due to construction of shield-driven tunnel, Vol.4 Case Historie's, Proc. 9th ICSMFE, pp.759~790, Tokyo, 1977
- 8) Fujita, K. ; On the surface settlements caused by various methods of shield tunnelling, Vol.4 10th ICSMFE, pp.609~610, Stockholm, 1981
- 9) 竹山 喬 ; シールド掘進による地盤沈下とその予測に関する研究, 大阪大学学位論文, 1983.12
- 10) Clough, G.W. and Schmidt, B. ; Design and performance of excavations and tunnels in soft Clay, A state of the Art Report, Prepared for The International Symposium on soft Clays, pp.39~76, Bangkok Thailand, July. 1977
- 11) 間片博之, 高橋良又, 山田孝治, 吉田 保 ; シールド掘削に伴う地盤沈下と家屋被害について, 土と基礎, 28 - 6, pp.59~66, June. 1980.
- 12) 中崎英彦, 浅井勝稔, 岡部 博 ; 乾燥砂を用いたトンネルの模型実験 (その1), 第14回土質工学研究発表会講演集, pp.1493~1496, 1979
- 13) 島田隆夫 ; 土被りの浅い鉄道山岳トンネルにおける地表面沈下の形状及び発生機構に関する研究, 鉄研報告, 第1162号, 1981年2月
- 14) 足立紀尚, 田村 武, 八嶋 厚, 上野 洋 ; 砂質地山トンネルの挙動と解析に関する研究, 土木学会論文報告集, 第358号, III - 3, pp.129~136, 1985.6
- 15) Atkinson, J.H. and Potts, D.M. ; Subsidence above shallow tunnels in

- soft ground, Journal of Geotechnical Division ASCE April, pp.307~325, 1977
- 16) Mair, R. J. ; Centrifugal Modellings of Tunnel Construction in Soft Clay
Ph.D. Thesis, University of Cambridge, 1979
 - 17) Kanji, M.A. ; Subsurface displacement as a consequence of excavation activities, Proceedings 4th Congress of ISRM, Montreux Swiss, pp.95~118, 1979
 - 18) 横山 章, 堀内義朗, 木村 宏 ; 被りの浅い砂質地山におけるトンネル周辺の沈下挙動, 土木学会論文集, No.388, pp.151-160, 1987
 - 19) 小関周弘, 寺戸幸雄, 木村 宏 ; 未固結地山における NATM の現場計測, 成田新幹線掘之内トンネル, トンネルと地下, 第 13 巻 7 号, pp.35~41, 1982.7
 - 20) 藤森房司, 田代美樹男, 木村 宏, 木村光夫 ; 土被りの浅い砂質地山における安全管理方法, 土と基礎, 34 - 2, pp.45~52, 1986.2
 - 21) 横山 章, 高瀬昭雄 ; 土被りの薄い未固結地山におけるトンネル掘削時の地山挙動, 土木学会論文報告集, No.352, pp.79~88, 1984
 - 22) 横山 章, 木村 宏, 高瀬昭雄 ; NATM による掘削時の現場計測に基づく施工管理方法, トンネルと地下, 第 15 巻 4 号, pp.7~17, 1984
 - 23) 西尾宣明, 米山 潔, 高木宣雄, 島村一訓 ; シールド工事に伴う地盤沈下と安定比の関係, 土質工学における確率統計の応用に関するシンポジウム, pp.87~90, 1982
 - 24) Butler, R.A. and Hampton, D. ; Subsidence over Soft Ground Tunnel, Journal of ASCE, GT1, pp.35~49, January. 1975

第 4 章 ショートベンチ工法を採用した場合の支保部材の挙動

第1節 序論

支保部材の挙動に関する研究は、第2章の序論で示した地山の挙動に対する研究と同様に、次の4つの方法で行われている。

- (1) 模型実験による方法
- (2) 理論解析による方法
- (3) 数値解析による方法
- (4) 現場計測による方法

支保部材の挙動に対する研究の対象は、従来、一般的な土被りの大きなトンネルを対象としたものであり、土被りの浅いトンネルに限定したものはない。土被りの浅いトンネルに限定した研究としては第1章で示した支保部材に作用する土圧の研究が模型実験によって、また、各種先受工の効果や挙動特性についての研究が(1)、(3)、(4)の方法と組合せて行なわれている。さらに、トンネル施工に伴う地山と支保部材の相互作用については、主として有限要素法などの数値解析による研究が行なわれており、支保部材についての現場計測結果がその数値解析の適合性の根拠として断片的に利用されている状況であり、トンネルの施工過程における支保部材の挙動の実態が把握できているとは言い難い。

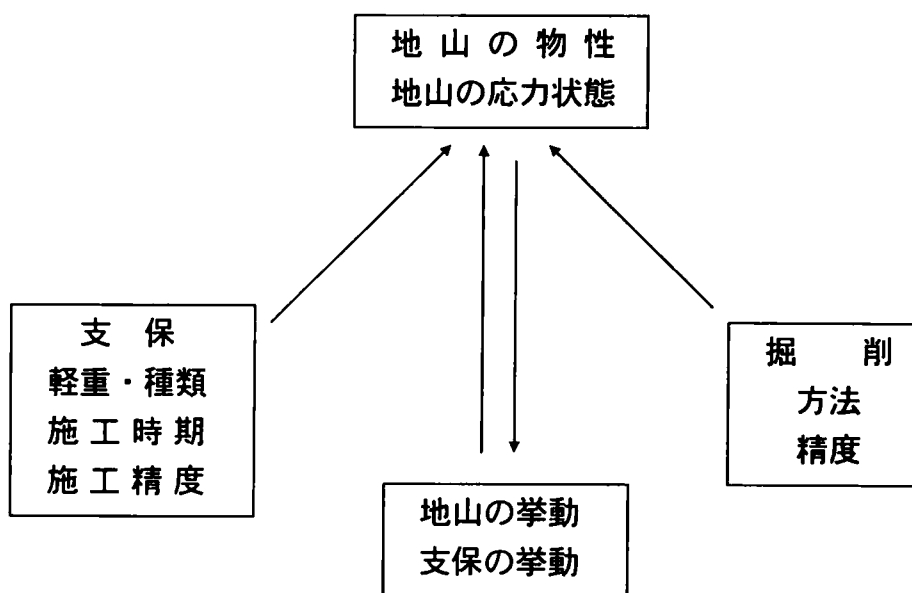


図4-1 支保と地山の相関

第2章で述べた地山の挙動は、掘削、支保、掘削と繰り返される一連のトンネル施工の結果として明らかにされたものであり、この中には、掘削作業ばかりで

なく、支保部材の施工の影響も反映されている。図4-1に示すように、本来、地山の物性や応力状態の変化を通して掘削や支保などの施工の要素と有機的関連を有している地山の挙動のメカニズムは、支保部材の挙動とその効果の評価無くしては明らかにならないと考えられる。特に、土被りの浅い土砂地山のトンネルでは、一般に、周辺地山の剛性も小さく、地山の挙動は支保の軽重、施工時期、施工精度などに起因する支保そのものの挙動からも大きな影響を受けるため、地山の挙動や支保の挙動に影響因子ごとに、あるいは総合的に把握することが困難であった。

しかし、土被りの浅い土砂地山におけるトンネルの設計の合理性を追求し、適切な施工法と支保部材を選択するためには、支保部材の挙動を明らかにし、その効果を適切に評価することが極めて重要な役割を果たすと考えられる。

本章では、堀之内トンネル、取香トンネル、成田空港トンネル8工区、栗山トンネル（矢切工区）で実施した吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工、二次覆工についての現場計測結果から、トンネルの掘削・支保の手順として採用したショートベンチ工法によるトンネル施工時の掘削および時間経過に伴う支保部材の挙動特性を明らかにする。

各トンネルで支保部材に関する現場計測が実施された位置およびその地形、地質上の特徴は、表4-1に示すとおりである。

表4-1 現場計測地点（ショートベンチ工法）の概況

トンネル名称	測定位置	地 形 ・ 地 質 の 特 徴
堀之内 トンネル	61 k 300m	地形：横断的には約45度の斜面で、クラウン上の土被りは5m以下で、縦断的には谷底にあたる 地質：クラウン上部にローム、凝灰質粘土があるものの、掘削部分は洪積砂とシルトの互層、クラウン上部は薬液注入で補強されている。
	61 k 360m	地形：トンネル縦断、横断的にもほぼ平坦。 地質：クラウン上部にローム、凝灰質粘土があるものの、掘削部分は洪積砂が大部分を占め、シルト層を薄く挟む。
取香 トンネル	62 k 780m	地形：トンネル縦断、横断的にもほぼ平坦。 地質：クラウン上部にローム、凝灰質粘土があるものの、掘削部分は洪積砂。

第2節 トンネル施工に伴う支保部材の挙動^{1) 2)}

ショートベンチ工法を採用したトンネルとして堀之内トンネル（61k300m及び360m地点）と取香トンネル（62k780m地点）の現場計測結果について述べる。考察にあたっては、ショートベンチ工法を採用した場合、支保部材の挙動に大きく影響を与えると予想される施工要素として、次の6項目に着目して、計測により確認された挙動について 1) トンネル断面内での幾何学的位置関係での挙動の対称性、2) 挙動の再現性について述べる。

- (1) 上半切羽の計測位置からの離れ（上半の進行）
- (2) 下半切羽の計測位置への接近、通過（下半の接近、通過）
- (3) インバート切羽の計測位置への接近、通過（インバートの通過）
- (4) 二次覆工の打設
- (5) 裏込注入の実施
- (6) 長期的な時間経過

2-1 吹付けコンクリートの挙動

(1) 現場計測

現場計測器と設置位置は、堀之内トンネル、取香トンネル共に同一であり、表4-2と図4-2に示すとおりである。

表4-2 現場計測器

測定項目	測定機器	記号
吹付けコンクリート応力測定 (接線方向応力)	コンタクトセル (グレーツェル社)	T1～T5
吹付けコンクリート応力測定 (軸・曲げひずみ)	アルミ角パイプひずみ計	K1、K2
吹付けコンクリート・地山 境界応力測定	トータルプレッシャーセル (グレーツェル社)	R1～R5

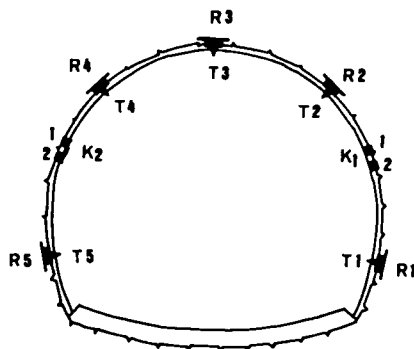


図4-2 計測器の設置状況

(2) 接線方向応力

各掘削及び、施工段階での接線方向応力の時間経過に対する変動状況は、図4-3～図4-5に示すとおりである。

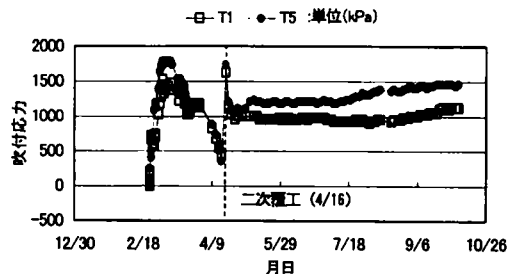


図4-3 (a)
堀之内トンネル 61k300m 地点

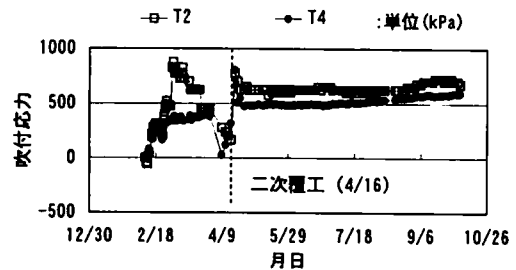


図4-3 (b)
堀之内トンネル 61k300m 地点

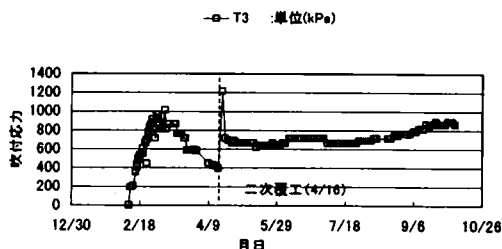


図4-3 (c)
堀之内トンネル 61k300m 地点

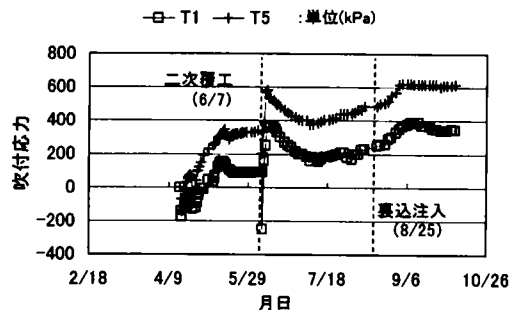


図4-4 (a)
堀之内トンネル 61k360m 地点

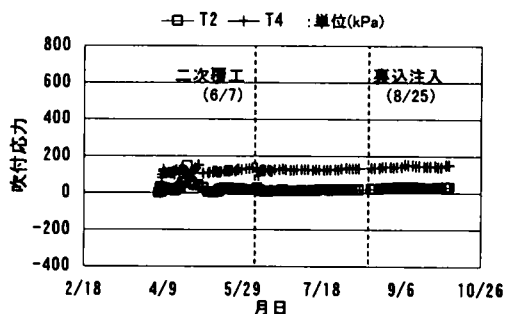


図4-4 (b)
堀之内トンネル 61k360m 地点

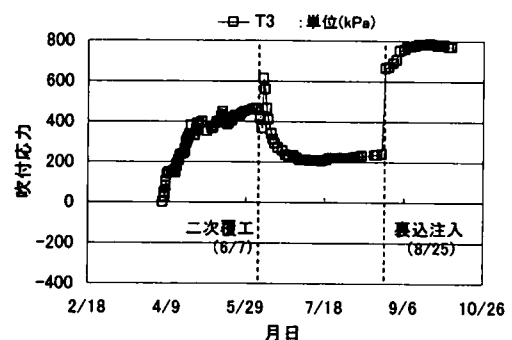


図4-4 (c)
堀之内トンネル 61k360m 地点

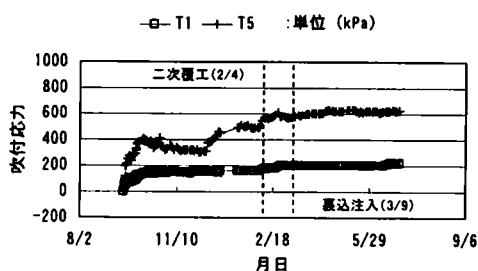


図4-5 (a)
取香トンネル 62k780m 地点

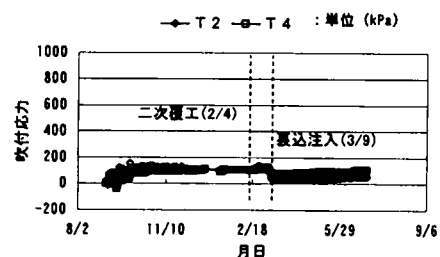


図4-5 (b)
取香トンネル 62k780m 地点

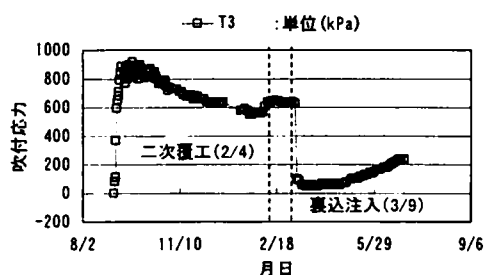


図 4-5 (c)
取香トンネル 62k780m 地点

表 4-3
吹付けコンクリート接線方向応力の最大値
(単位: kPa)

記号	堀之内トンネル		取香トンネル
	61 k 300m	61 k 360m	62 k 780m
T 1	1625	390 -250	162
T 2	875 -55	145	152 -15
T 3	1215	785	917
T 4	805	153	113 -40
T 5	1785	620 -140	511

数値；正は圧縮、負は引張

(a) 発生応力の絶対値

発生応力の最大値は、表 4-3 に示すように、取香トンネル 62 k 780 m 地点では 917 kPa、堀之内トンネル 61 k 300 m 地点では 1785 kPa、同 61 k 360 m 地点では 785 kPa 程度の圧縮である。また、最大値の発生する位置も 62 k 780 m 及び 61 k 360 m 両地点では T3 (トンネルクラウン部) であり、61 k 300 m 地点では T5 (谷側、足付け部) であるものの、クラウン部 (T3) も 1215 kPa と大きな値を示す。一方、絶対値が最も小さいのは、3 地点とも T2 あるいは T4 である。このことは最大応力の発生位置についてはトンネルクラウン部であり、地形の影響を大きく受けるものの同じ地形条件であれば再現性があることを示している。これに対して、最小応力の発生位置についてはトンネルアーチ部であり、地形の影響をあまり受けずに 3 断面で再現性があることが確認された。

また、それぞれの測定断面内で対称の位置に設置された計測器の測定値からは、T4 と T2 の位置では同程度の最大値が測定されているという点で絶対値に関する対称性は認められるものの、T1 と T5 では必ずしも同程度にはなっておらず明確となっていない。

(b) 応力変化と施工手順 (図 4-6 ~ 図 4-14)

1) 上半の進行 (図 4-6)

トンネル断面で幾何学的対称位置にある T2 と T4 については漸増した圧縮応力が、切羽通過後 4 m (約 0.4 D) 頃に一旦減少し、以後再び増加する動きを示すなど、62 k 780 m 地点と 61 k 300 m 地点で上半の進行に対する発生応力の増減状態に極めて高い類似性が認められる。一方、T3 の測点も含めれば、各断面で同じ幾何学的位置にある計測器の測定結果からは、ベンチ長が 10 ~ 14 m であっても下半掘削とは無関係に T2、T3 いずれの測点でも、一旦発生応力の増加が停止するという特性が確認されたと言える (図 4-6 の○部分)。

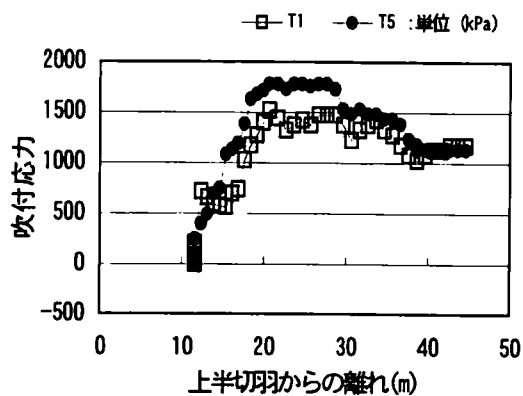


図 4-6 (a-1)
堀之内トンネル 61k300m 地点

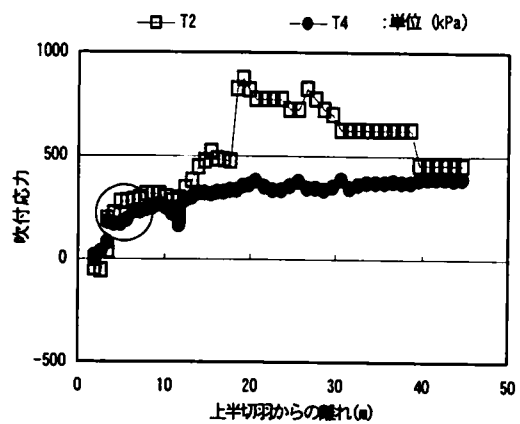


図 4-6 (a-2)
堀之内トンネル 61k300m 地点

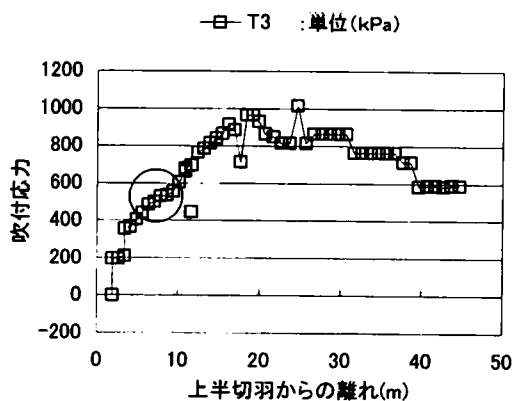


図 4-6 (a-3)
堀之内トンネル 61k300m 地点

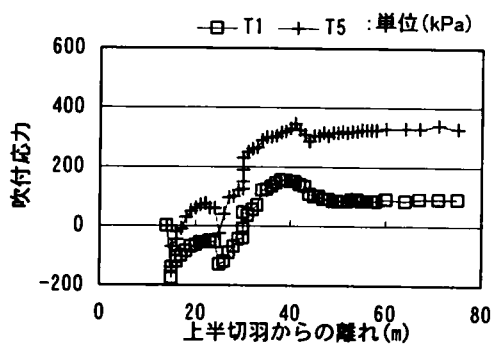


図 4-6 (b-1)
堀之内トンネル 61k360m 地点

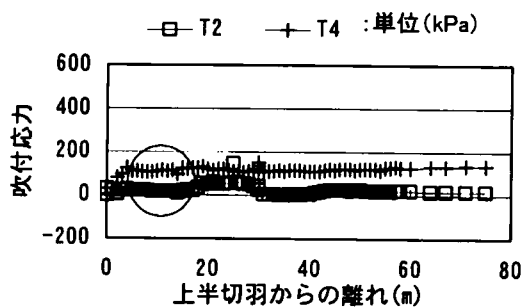


図 4-6 (b-2)
堀之内トンネル 61k360m 地点

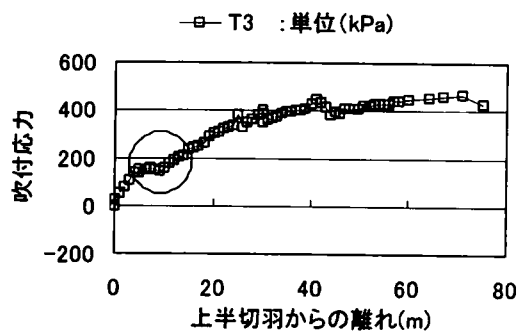


図 4-6 (b-3)
堀之内トンネル 61k360m 地点

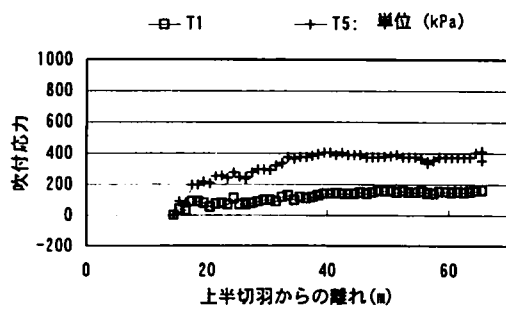


図 4-6 (c-1)

取香トンネル 62k780m 地点

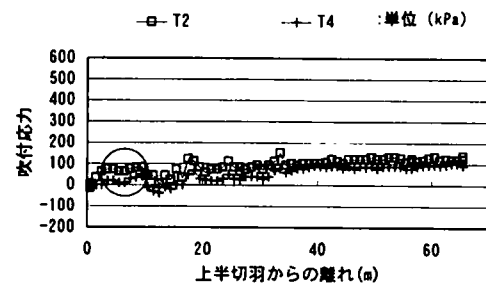


図 4-6 (c-2)

取香トンネル 62k780m 地点

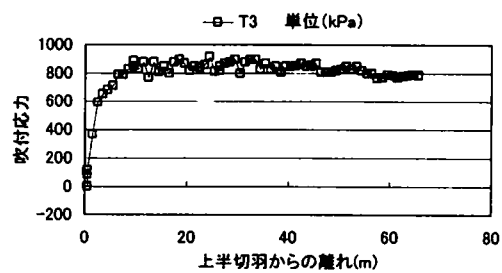


図 4-6 (c-3)

取香トンネル 62k780m 地点

2) 下半の接近、通過 (図4-7)

61k300mおよび62k780m地点のT2とT4が下半の接近に伴い圧縮応力が一旦減少し、下半通過時およびそれ以後再び増大しており、この変動状況に断面内の対称性と断面間の再現性が認められる。しかし、61k360m地点のT2とT4、さらに、T3では3断面とも、下半の接近、通過に対して特に変化は見られない。これに対して、下半掘削後設置されたT1とT5については、3つの断面ともに応力の増減状態に測定位置の幾何学的対称性に応じた対称性が見られる。しかしながら、61k360m地点のT1及びT5では、計測器設置直後に最大175kPaの引張力が発生しており、他の断面とは際立った相違が見られる。

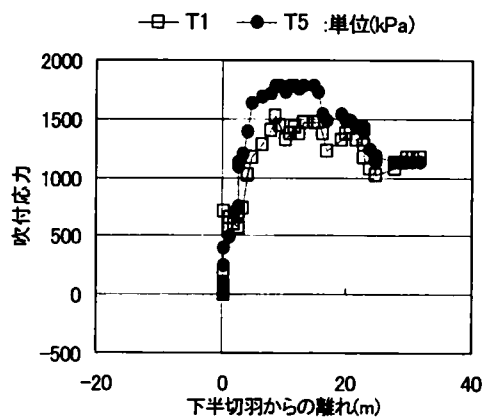


図4-7 (a-1)
堀之内トンネル 61k300m 地点

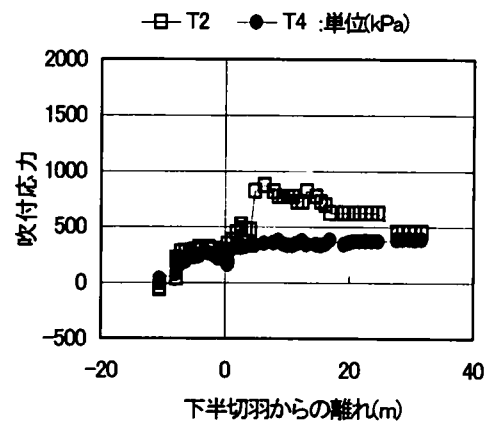


図4-7 (a-2)
堀之内トンネル 61k300m 地点

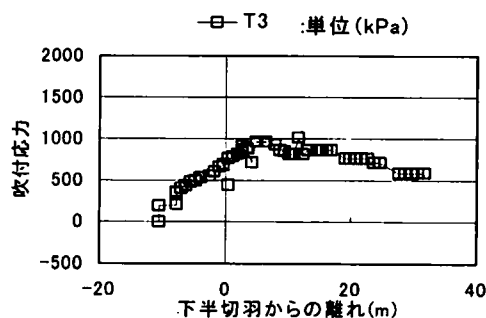


図4-7 (a-3)
堀之内トンネル 61k300m 地点

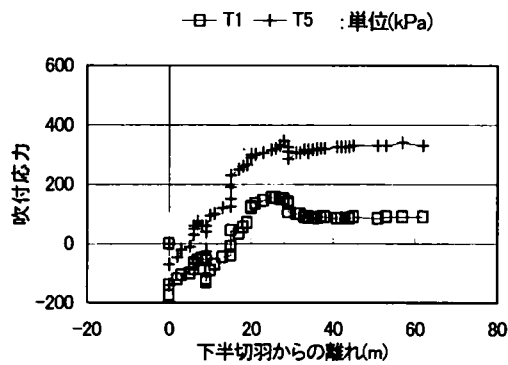


図 4-7 (b-1)

堀之内トンネル 61k360m 地点

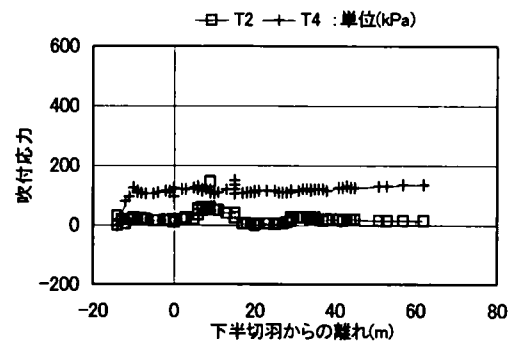


図 4-7 (b-2)

堀之内トンネル 61k360m 地点

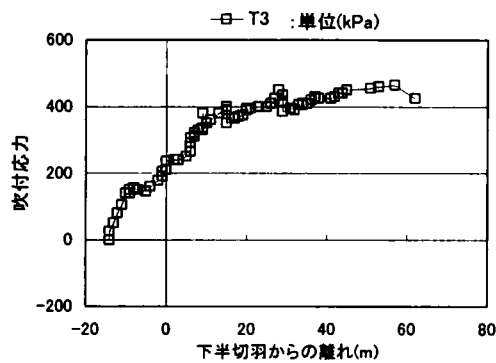


図 4-7 (b-3)

堀之内トンネル 61k360m 地点

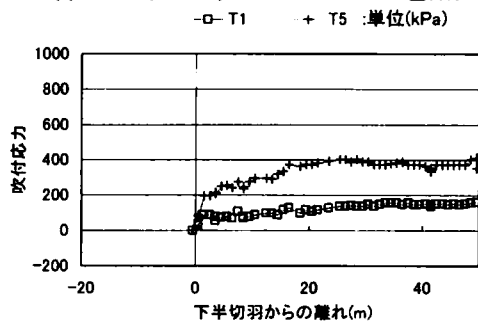


図 4-7 (c-1)

取香トンネル 62k780m 地点

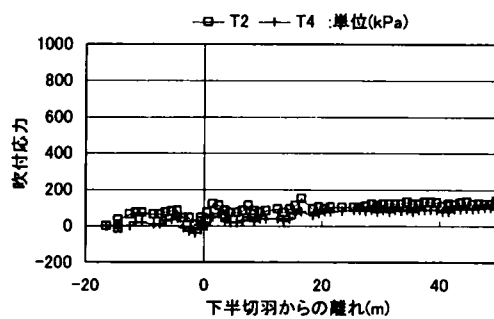


図 4-7 (c-2)

取香トンネル 62k780m 地点

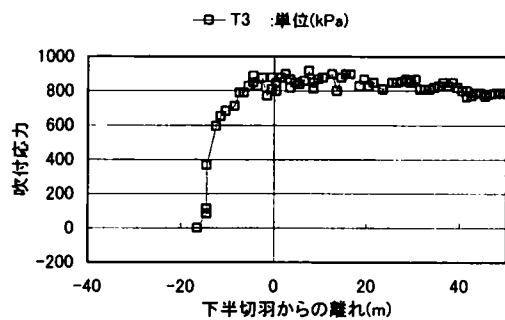


図 4-7 (c-3)

取香トンネル 62k780m 地点

3) インバート通過 (図4-8)

インバート通過に伴う応力の変化は、61k360m地点のT2を除き、T1とT5の足元部に限られ、その変化量も最大300kPa程度となっており、最も変化の大きい61k300m地点のT5の圧縮力の増大は、この位置の横断的な地形の影響が反映しているものと解される。また、62k780m地点では、インバートの掘削、コンクリート打設の作業を延長9mずつ施工してきたものの、インバート通過に伴う応力変化はほとんど生じていない。一方、61k300m及び61k360m両地点では、延長2～5.5mずつの短いインバート施工であったにも拘らず、インバート通過に伴う応力変化は62k780m地点より大きい。

応力の増減傾向については、全体として、圧縮応力の増大傾向であるが、61k360m地点のT1とT5では、明かな圧縮応力の減少が見られる。幾何学的対称位置の測点の変化状況から、61k360m地点のT1とT5で対称的な挙動が確認されているものの、その他の測点では、明確な対称性は確認されない。一方、各断面の同じ測点の変化状況からは、T2とT4で同様の変化が見られ、T2で圧縮応力の増加、T4で減少傾向を示す挙動の再現性が認められる。また、T3でも圧縮応力が増大する傾向が3断面で確認されている。インバート施工後の応力変化は、インバート施工直後の応力の増減はあるものの、61k360m地点のT2を除き、概ね、圧縮応力が増大する傾向を示している。幾何学的対称位置の測点の変化状況から、61k360m地点の測点T2とT4を除き、同じ測定断面の各対称な測点は同様の变化状況を示し、変化状況に対称性が認められると言える。一方、測定断面を10m～20m過ぎるまでの間にインバートが通過してはじめて、圧縮応力が極大値を迎えるという点で、応力の変化状況に再現性が見られると言える。

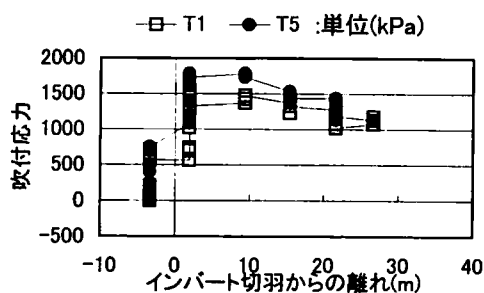


図4-8 (a-1)
堀之内トンネル 61k300m 地点

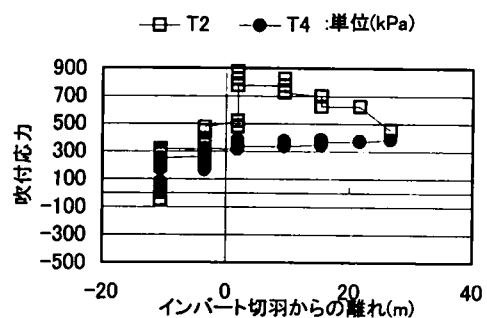


図4-8 (a-2)
堀之内トンネル 61k300m 地点

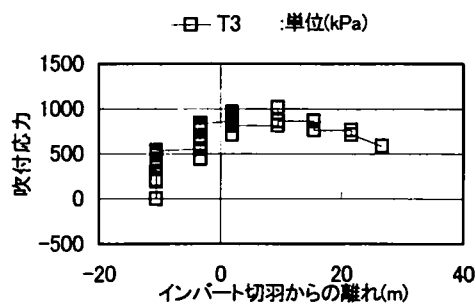


図 4-8 (a-3)
堀之内トンネル 61k300m 地点

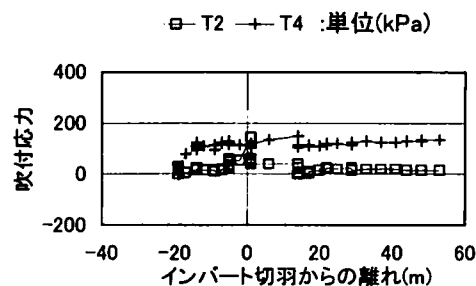


図 4-8 (b-2)
堀之内トンネル 61k360m 地点

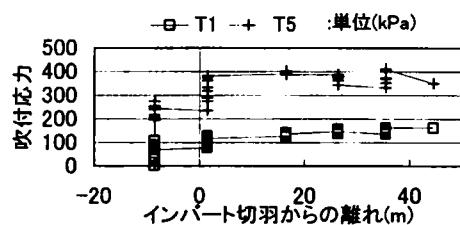


図 4-8 (c-1)
取香トンネル 62k780m 地点

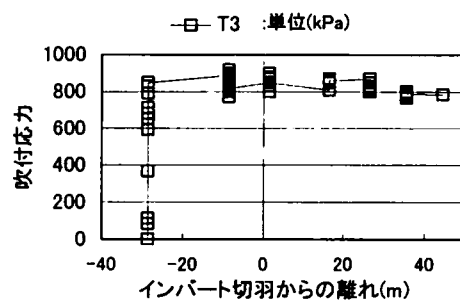


図 4-8 (c-3)
取香トンネル 62k780m 地点

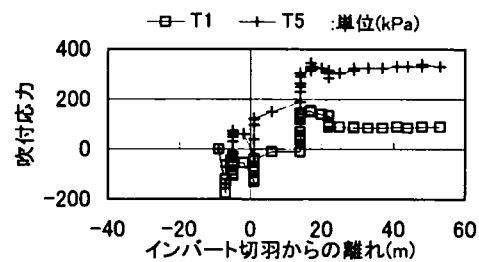


図 4-8 (b-1)
堀之内トンネル 61k360m 地点

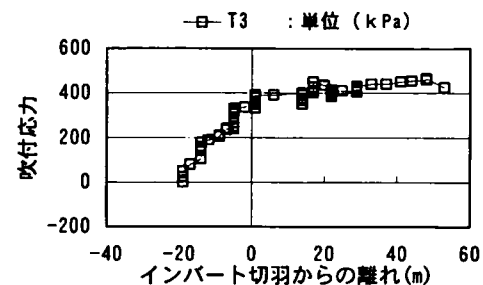


図 4-8 (b-3)
堀之内トンネル 61k360m 地点

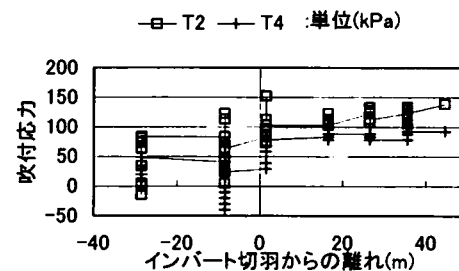


図 4-8 (c-2)
取香トンネル 62k780m 地点

4) 二次覆工の打設 (図4-3～図4-5)

二次覆工の打設によって吹付けコンクリートの接線方向応力は大きな影響を受ける。影響は、堀之内トンネルと取香トンネルでは異なっており、堀之内トンネルの2断面のいずれの測点でも、二次覆工の打設が近づくにつれて圧縮応力が減少し、二次覆工打設後、急激に圧縮応力が増大する。その後、圧縮応力は減少する。これに対して、取香トンネルでは、二次覆工打設が近づくにつれてわずかに圧縮応力の減少が見られるものの、減少量は小さく、二次覆工打設後、圧縮応力が増大するものの堀之内トンネルほど急激ではなく、その後の減少も小さい。したがって、幾何学的対称位置にある測点同士の変化状況に挙動の対称性が見られ、堀之内トンネルだけに限れば、変化状況の複数断面での再現性も認められる。

5) 裏込注入の実施 (図4-3～図4-5)

裏込注入は、取香トンネル62k780m地点と堀之内トンネル61k360m地点に対して行われた。62k780m地点では、裏込注入の実施によって、T3、T2、T4いずれの測点でも大きな圧縮応力の減少 (T3で最大変化量530kPa) が見られる。一方、61k360m地点でも、裏込注入の実施によって、T3は大きな変化を受けるが、この変化は62k780m地点のT3とは逆で、圧縮応力の増大である。さらに、変化はゆるやかであるものの、T1とT5で圧縮応力の増大が見られる。この動きは変動量は小さいが62k780m地点T5の動きに類似している。

62k780m地点の応力変化は、二次覆工打設時に空隙のできた可能性のあるアーチからクラウンにかけての部分に、裏込注入が入ることにより吹付けコンクリートの断面積が増大したことになったためと考えられるが、一方、61k360m地点の応力変化は裏込注入の作業過程からは説明できない。

6) 長期的な時間経過 (図4-3～図4-5)

裏込め注入後の接線方向応力は、ほぼ定常化する傾向が見られるが、幾分漸増傾向も見られる。しかし、二次覆工打設後4か月の範囲では、それまでの最大応力を越えていない。

(c) まとめ

吹付けコンクリート接線方向応力の変動状況をまとめると、次のようになる。

- 1) 発生応力は最大でも1785kPaの圧縮応力であり、吹付けコンクリートの許容圧縮応力に比べても小さいが、この値は、概ね全土荷重の約1/3を吹付けコンクリートで負担している量に相当する。
- 2) 圧縮応力の最大値が発生する位置は、地形の影響を受けるが、地表が平坦な場合は、概ね、トンネルクラウン部となる。一方、最小応

力の発生位置は、上半アーチ部となる。

- 3) 上、下半のベンチ長が10～14m程度の場合には、上半の進行に伴う応力は、圧縮応力の増大、一旦減少、再度増加の過程をたどる。
- 4) 下半切羽の掘削に伴う圧縮応力の減少は、主として、上半足元に近いアーチ部に見られるが、必ずしも、アーチ上部まで下半掘削の影響が及ぶとは限らない。下半通過後は、下半足元部の一部測点を除き圧縮応力は増大する。
- 5) インバート通過に伴う影響は、主として、下半足元部に限られるが、下半足元部も影響を受けないこともある。
応力の変化傾向は、概ね圧縮力の増大であるが、インバートの掘削に伴う圧縮応力の減少も見られる。
- 6) インバート掘削の影響は、必ずしも、一回で掘削するインバート長が長いほど大きいとは限らない。インバートの施工後は、概ね、圧縮応力が増大し、インバートの施工が測定断面を10～20m通過後、圧縮応力は極大値を示す。
- 7) 二次覆工打設によって、応力は大きな影響を受けることがある。その変化は、概ね二次覆工打設位置の接近に伴って圧縮応力が減少し、打設後圧縮応力が増大して、以後圧縮応力が徐々に減少する過程をたどる。
- 8) 裏込注入の実施によっても、トンネルクラウン部は大きな応力変化を示す。この変化は、主として、クラウン部での二次覆工と吹付けコンクリートの間の空隙の有無と、これに対する裏込注入材の充填によるものと考えられる。
- 9) 長期的な時間経過に伴って、応力は、概ね、定常状態を示すが、一部暫増傾向を示すものもある。しかし、二次覆工打設後4か月の範囲では、それまでの圧縮応力の最大値を越えていない。

(3) ひずみ

吹付けコンクリートひずみ測定結果は、軸ひずみと曲げひずみに分けて評価する。軸ひずみと曲げひずみは、測定器の表および裏の両面で測定されたひずみ ($\varepsilon_1, \varepsilon_2$) を基に、次式で定義する。

$$1) \text{ 軸ひずみ } \varepsilon_t = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2} \quad (4-1a)$$

$$2) \text{ 曲げひずみ } \varepsilon_b = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{2} \quad (4-1b)$$

測定器は、吹付けコンクリートの厚さ方向の設計上の中心位置に設置してあるが、吹付けコンクリートの厚みのバラツキにより、必ずしも中心位置に設置されていないことも生じている。しかし、式(4-1b)で得られる曲げひずみは、計測器の設置される位置に関係なく同じ値を示す。すなわち、軸ひずみは接線方向応力に対するひずみ、曲げひずみは作用する曲げモーメントに対応するひずみ値を示す。各掘削および施工段階でのひずみの変動状況は、図4-9～図4-11に示すとおりである。

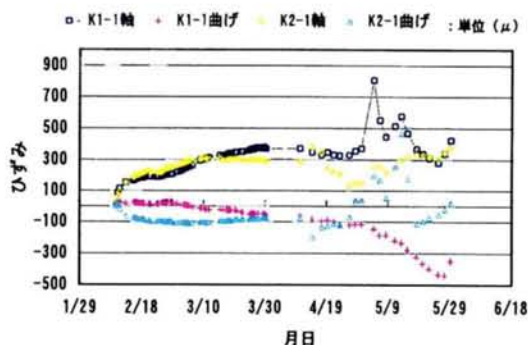


図4-9 (a)
堀之内トンネル 61k300m 地点

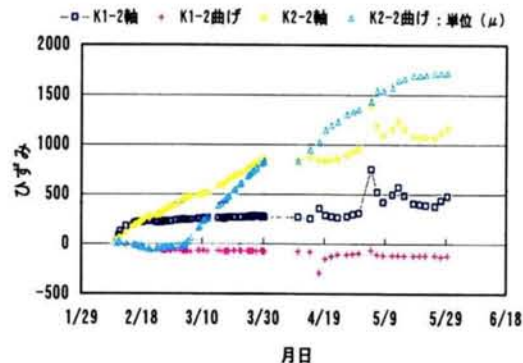


図4-9 (b)
堀之内トンネル 61k300m 地点

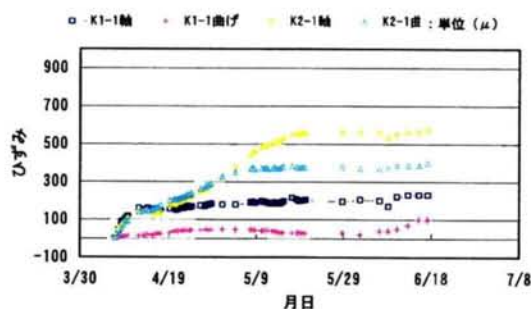


図4-10 (a)
堀之内トンネル 61k360m 地点

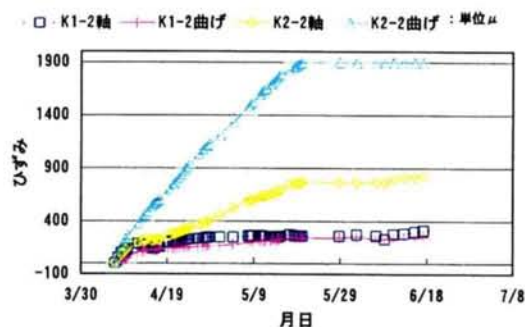


図4-10 (b)
堀之内トンネル 61k360m 地点

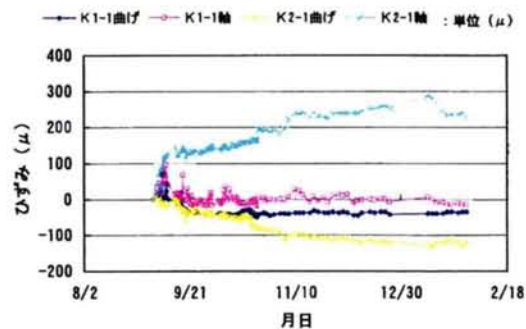


図4-11 (a)

取香トンネル 62 k 780m地点

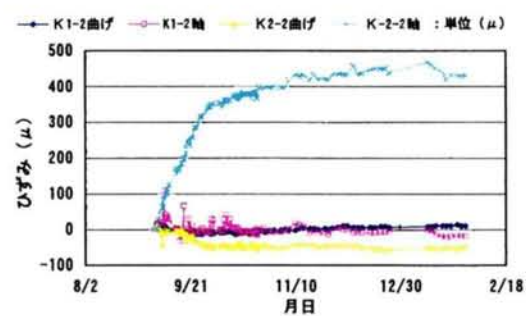


図4-11 (b)

取香トンネル 62 k 780m地点

(a) 発生ひずみの絶対値

1) 軸ひずみ

発生した軸ひずみの絶対値は、表4-4に示すように、堀之内トンネル61 k 300m地点で圧縮ひずみが最大1389 μ であり、取香トンネル62 k 780m地点右側で引張ひずみが30 μ 程度発生しているのを除けば、100 \sim 800 μ の圧縮ひずみが発生している。この値は吹付けコンクリートのヤング率を5000MN/m²のオーダーと考えれば0.5 \sim 4MPa程度となる。

一方、上半盤の足付け部からの測点の離れと軸ひずみの絶対値の関係を測定器上下の離れでどの程度、軸ひずみに違いが生じているかという視点で両測点の軸ひずみの差で表すと図4-12(a)～(c)のようになり、各測定断面の右側の測点ではほぼ同じ値を示し、左側の測点では足元部に近づくほど圧縮ひずみが大きくなっている。しかし、堀之内トンネル61k300m地点、取香トンネル62k780m地点右側測点のように必ずしも足元部が大きいとは言えない例もある。この軸ひずみの差は特殊な地形条件の堀之内トンネル61k300m地点を除き200 μ 程度である。一方、61k300m地点では1000 μ に達し、吹付けコンクリート施工後90日を経て、差が最大となっている。また、発生する軸ひずみの絶対値には、測定位置による対称性は認められない。

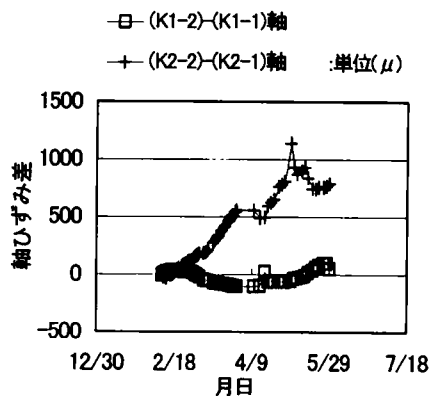


図4-12(a)
堀之内トンネル61k300m地点

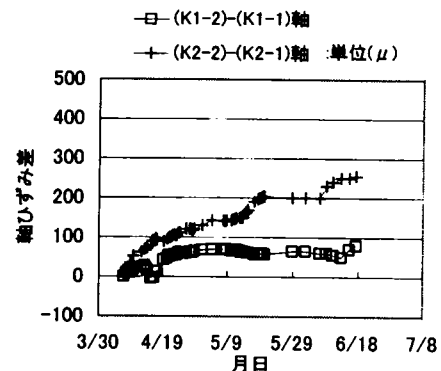


図4-12(b)
堀之内トンネル61k360m地点

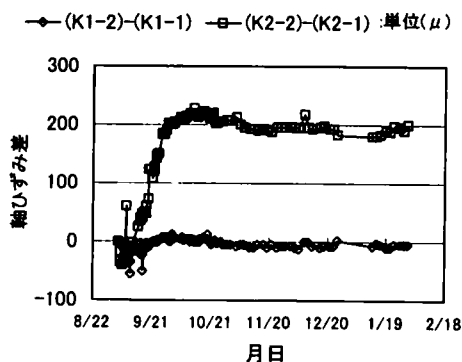


図4-12(c)
取香トンネル62k780m地点

2) 曲げひずみ

発生した曲げひずみの絶対値としては、表4-4に示すように、堀之内トンネル61k360m地点左側下(K2-2)の1894 μ が最大値で内側引張である。しかし、最大値を比較してみると、すべての測点で内側引張の状態ではなく、61k300m地点右側や62k780m左側測点のように上下の測点共に外側引張であるものや、取香トンネル62k780m地点の左右両側の測点のように曲げひずみが足付け部から遠方の点(K1-1、K2-1)の方が大きい例も見られる。また、図4-13の堀之内トンネル61k300m地点のように、上下の測点で曲げの方向が逆転する場合もある。

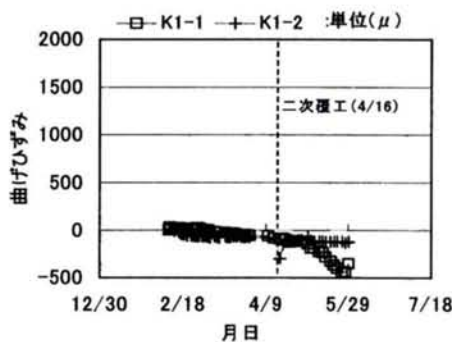


図4-13 (a)
堀之内トンネル61k300m 地点

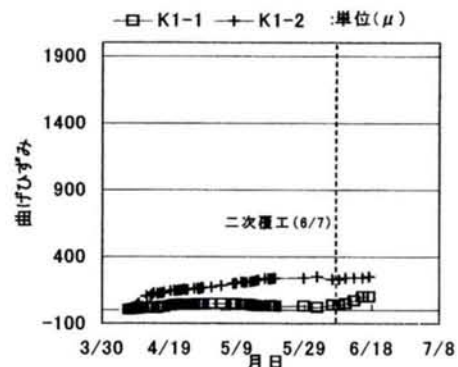


図4-13 (b)
堀之内トンネル61k360m 地点

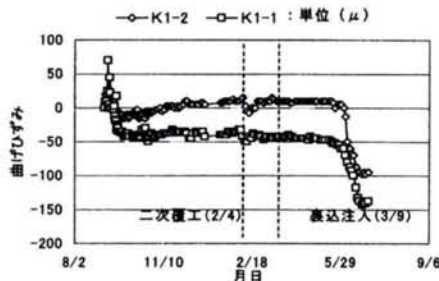


図4-13 (c)
取香トンネル62k780m 地点

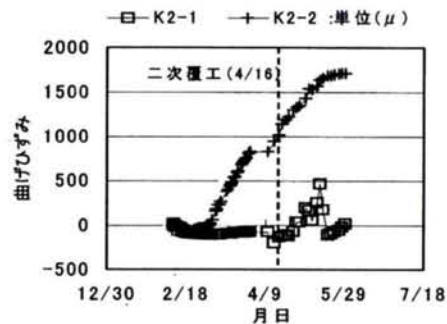


図4-13 (d)
堀之内トンネル61k300m 地点

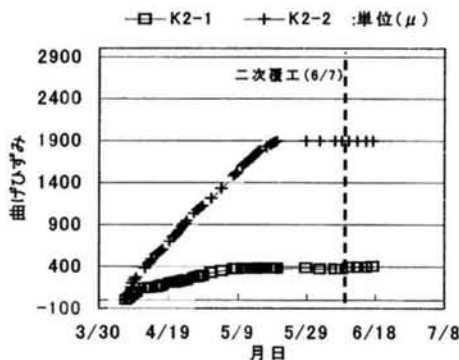


図4-13 (e)
堀之内トンネル61k360m 地点

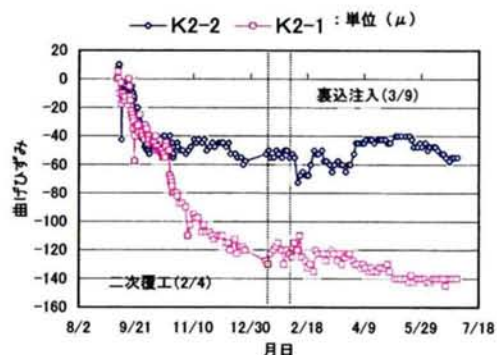


図4-13 (f)
取香トンネル62k780m 地点

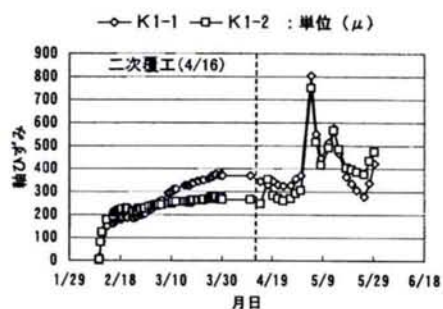


図4-13 (g)

堀之内トンネル 61k 300m地点

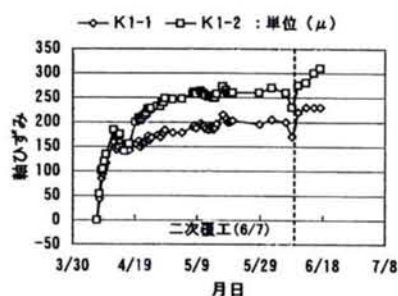


図4-13 (h)

堀之内トンネル 61k 360m地点

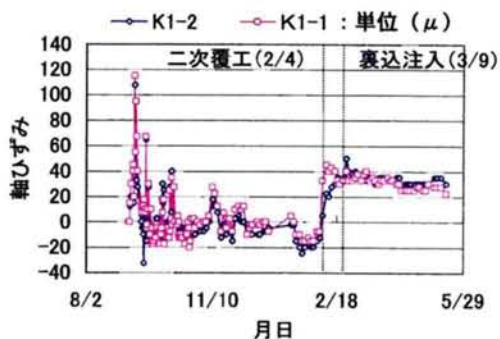


図4-13 (i)

取香トンネル 62k 780m 地点

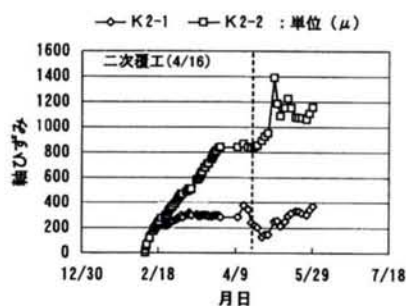


図4-13 (j)

堀之内トンネル 61k 300m地点

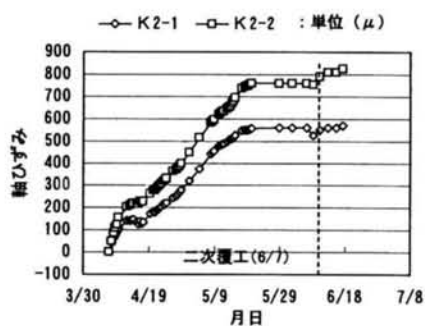


図4-13 (k)

堀之内トンネル 61k 360m地点

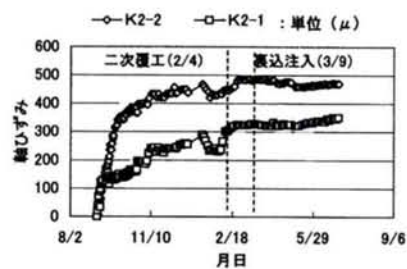


図4-13 (l)

取香トンネル 62k 780m 地点

さらに、図4-14に示すように、このような外側引張や内側引張のモードは、概ね下半掘削完了時で一定になると見なせるが、地表面が急斜面となっている61k300m地点K1-1、K2-2のように、インバート施工後になって一定となるものもある。

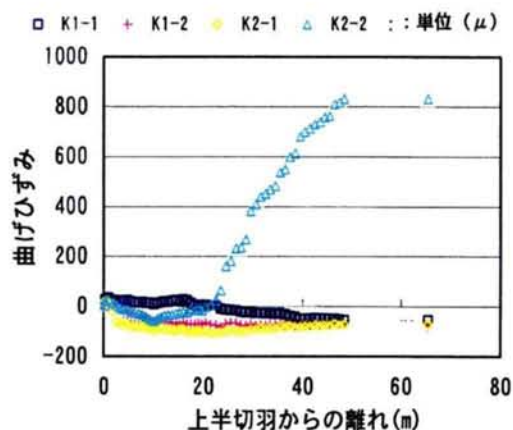


図4-14 (a)

堀之内トンネル 61k300m 地点

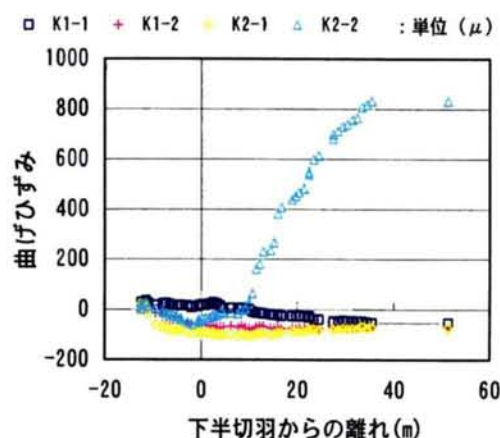


図4-14 (b)

堀之内トンネル 61k300m 地点

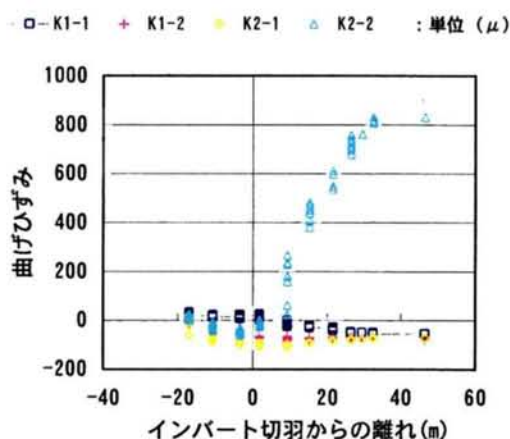


図4-14 (c)

堀之内トンネル 61k300m 地点

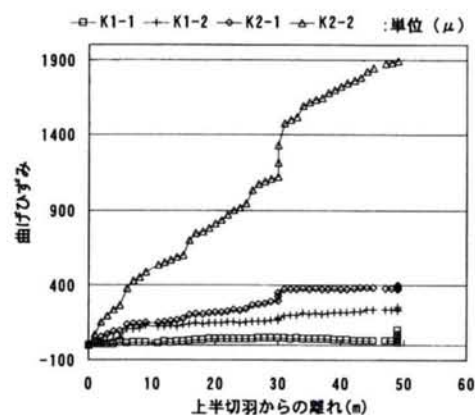


図4-14 (d)

堀之内トンネル 61k360m 地点

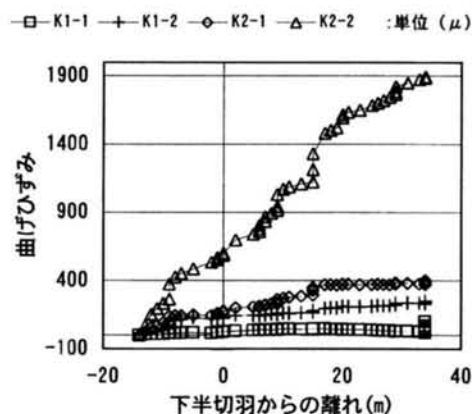


図4-14 (e)

堀之内トンネル 61k360m 地点

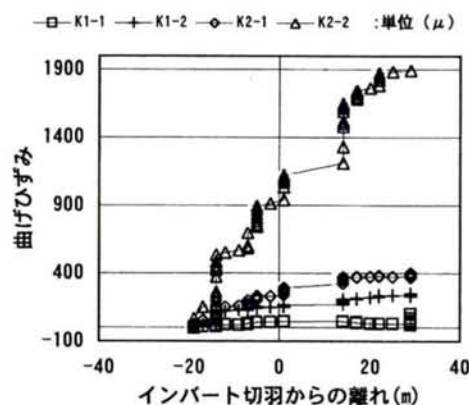


図4-14 (f)

堀之内トンネル 61k360m 地点

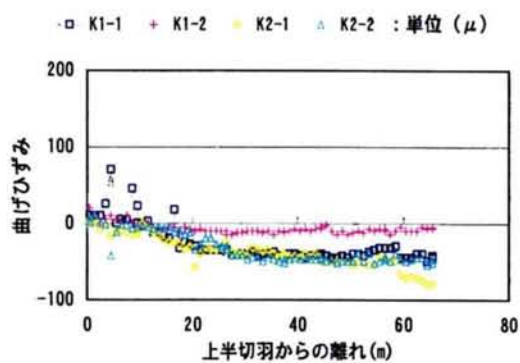


図 4-14 (g)
取香トンネル 62k780m 地点

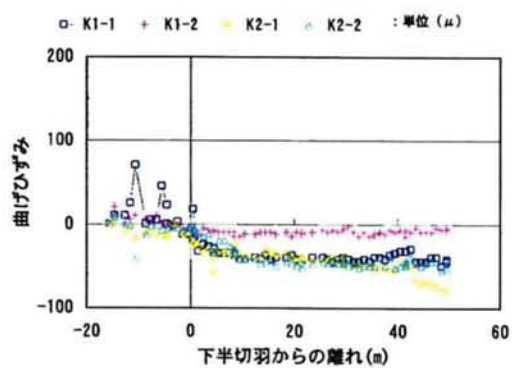


図 4-14 (h)
取香トンネル 62k780m 地点

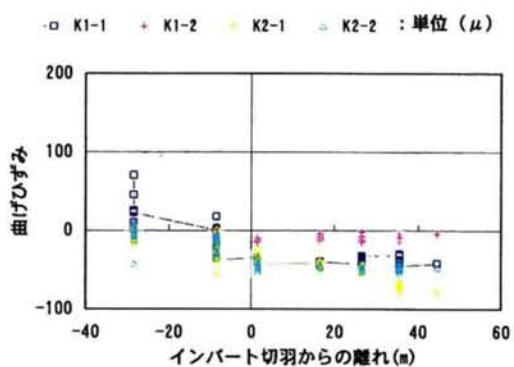


図 4-14 (i)
取香トンネル 62k780m 地点

(b) ひずみの変化と施工手順

測定器はそれぞれ測定断面の対称位置に設定されており、下半掘削、インバート掘削、二次覆工打設、裏込注入施工時のひずみの変化状況の特徴は、次のとおりである（図4-13～図4-15）。

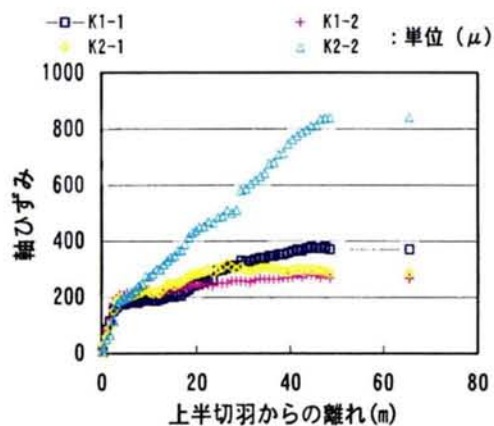


図4-15 (a)

堀之内トンネル 61k 300m地点

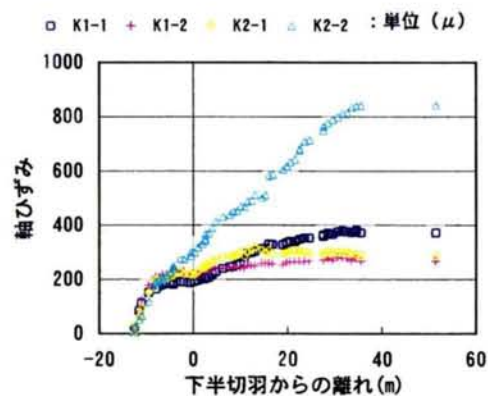


図4-15 (b)

堀之内トンネル 61k 300m地点

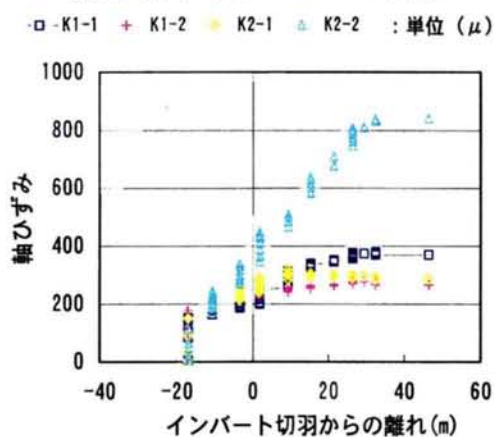


図4-15 (c)

堀之内トンネル 61k300m 地点

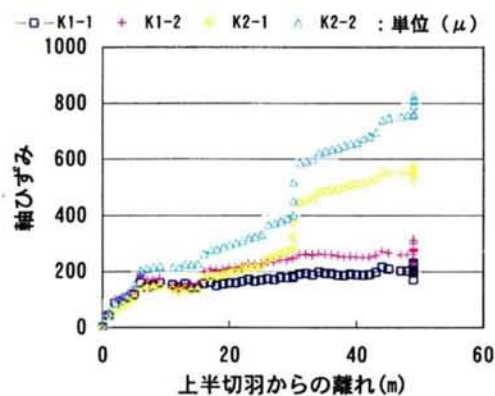


図4-15 (d)

堀之内トンネル 61k360m 地点

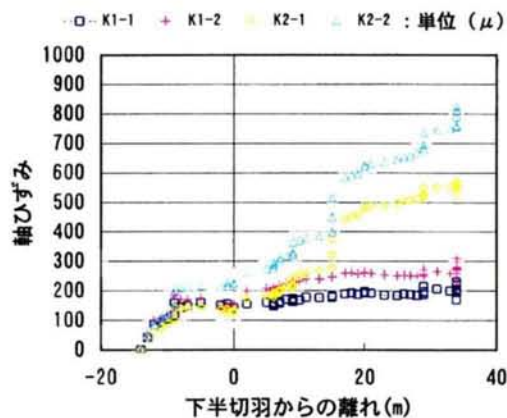


図4-15 (e)

堀之内トンネル 61k360m 地点

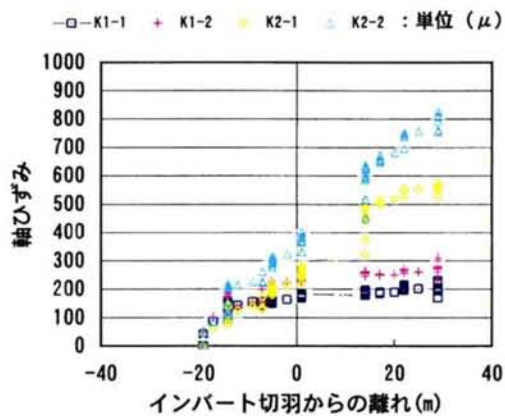


図4-15 (f)

堀之内トンネル 61k360m 地点

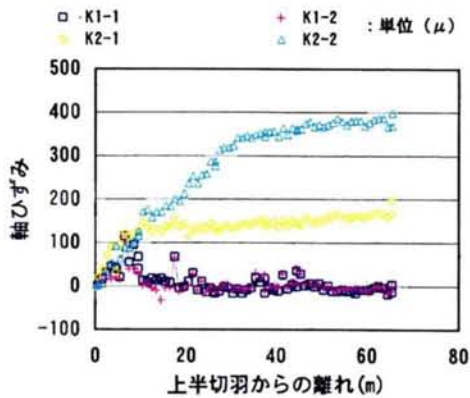


図4-15 (g)
取香トンネル 62k780m 地点

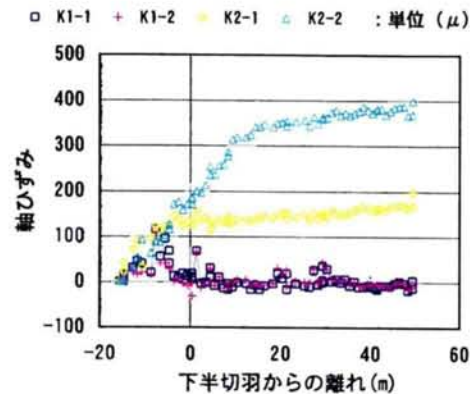


図4-15 (h)
取香トンネル 62k780m 地点

1) 軸ひずみ

a) 上半の進行 (図4-15 (a) (d) (g))

3地点の測点においては、いずれも、軸ひずみは圧縮の増大傾向が見られる。取香トンネル62k780m右側の2測点を除き、漸増状態か定常状態になる。

b) 下半の接近、通過 (図4-15 (b) (e) (h))

取香トンネル (62k780m地点) 右側を除き、概ね圧縮の漸増傾向あるいは定常状態が続き、下半の接近、通過に伴う特徴的な変動は見られない。ところが、62k780m地点右側では、下半の接近に伴い圧縮ひずみが90～130 μ減少し、通過後直ぐ50～70 μ増大する。しかし、この増大も一時的ですぐに元のレベルまで戻りほぼ定常化する。

c) インバートの通過 (図4-15 (c) (f) (i))

いずれの測点もインバート掘削による大きな傾向の変化はなく、インバート通過後圧縮の漸増あるいは定常状態の継続が見られる。漸増量は堀之内トンネル61k300m地点で大きく、圧縮ひずみは、インバート通過42日後右側上測点で170 μ、左側下測点で493 μに達する。

d) 二次覆工の打設 (図4-13)

堀之内トンネル61k300m地点を除き、いずれの測点も二次覆工の打設区間が測点に近づくにつれて、一旦10～50 μだけ圧縮ひずみが減少し、打設後定常化あるいは増加する傾向を示す。しかし、61k300m右側の測点

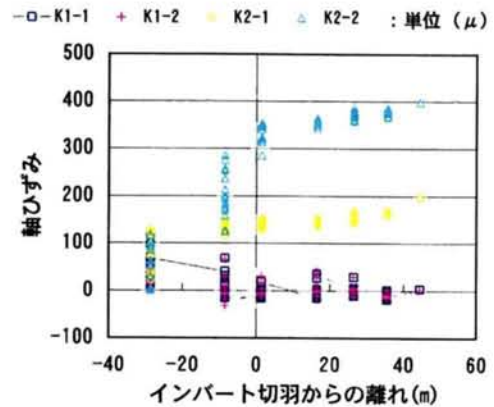


図4-15 (i)
取香トンネル 62k780m 地点

では、打設直前に圧縮ひずみが30～90 μ 増大し、打設後は逆に圧縮ひずみが減少する傾向を示し、その減少量は30～150 μ に達する。

e) 裏込注入(図4-13)

裏込注入を実施した取香トンネル62k780m地点では、裏込注入の影響はほとんどない。これは、測点付近では吹付けコンクリートと二次覆工との間に空隙がほとんど発生しておらず、この部分の応力変化が二次覆工打設完了時点で終了していることを示している。これと同様の傾向はコンタクトセルを用いた吹付けコンクリート接線方向応力測定結果からも得られている。

f) 長期的な時間経過(図4-13)

測定は、取香トンネル62k780m地点だけであるが、裏込注入後は定常状態になっている。

2) 曲げひずみ

各測定断面の左右2つの計測器に設置した上下2測点の測定結果について、曲げひずみの分布を各施工段階に応じて整理すると、図4-16のようになる。この分布の変化状況と図4-9～図4-16までの測定結果をもとに整理すると、次のようになる。

a) 上半の進行

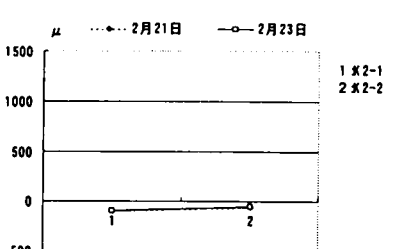
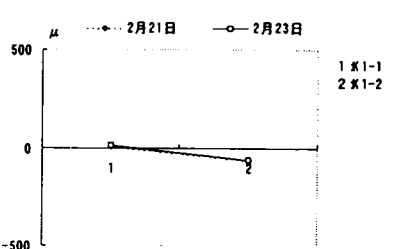
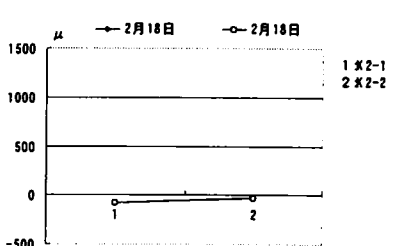
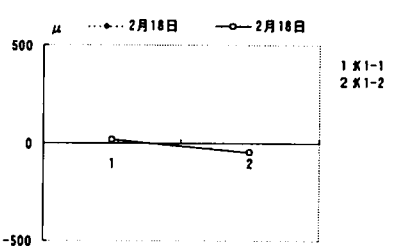
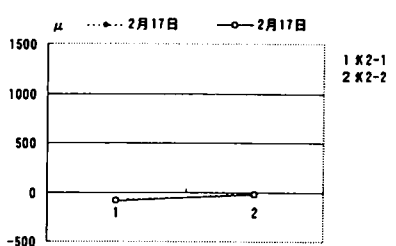
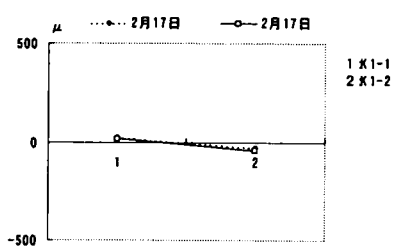
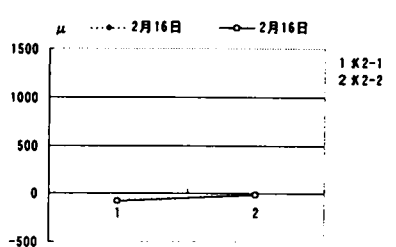
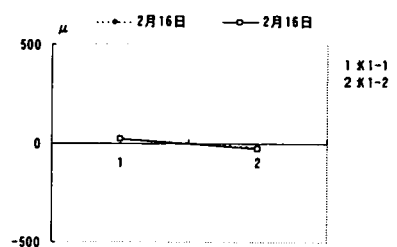
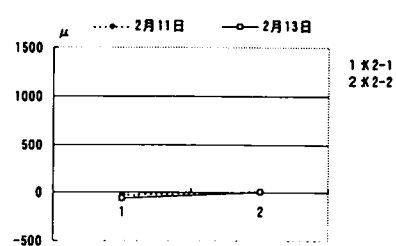
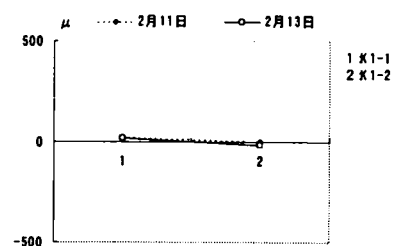
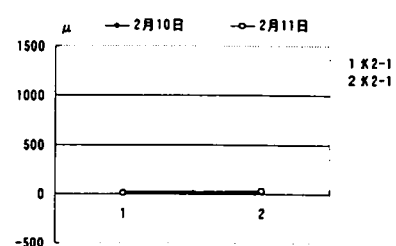
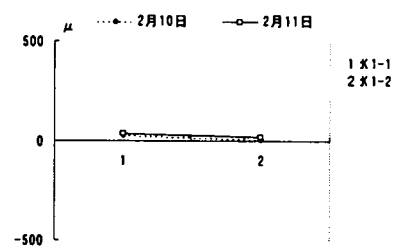
堀之内トンネル61k360m地点を除き、曲げひずみの分布状況に複雑な変化が見られる。発生量は小さいものの上下わずか1m程度の離れで設定された2測点で曲げの方向が異なったり、全体として曲げひずみの正負が上半の進行に伴って変化したりする。一方、61k360m地点では、左右両側とも内側引張となるような曲げのモードで安定しており、ひずみの量は漸増あるいは、増加傾向を示す。しかし、61k360m地点左下の測点を除き各測点ともひずみの絶対値は小さい。

b) 下半の接近、通過

下半の接近・通過に伴う曲げひずみの大きな変動は見られない。全体的に曲げひずみの分布モードにも変化は見られないが、曲げひずみの絶対値は漸増傾向かあるいは変化しない状態である。堀之内トンネル61k360m地点の左下側の測点を除きひずみの絶対値は小さい。

c) インバートの通過

インバートの通過に伴い、曲げひずみに大きな変動は見られない。すべての測定断面で上半進行時に形成された曲げひずみの分布形状がそのまま維持されて、絶対値が増加の傾向を示す。



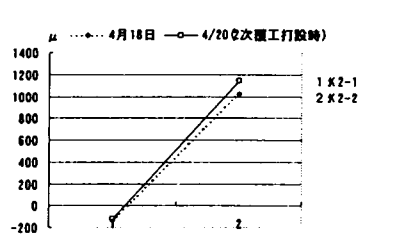
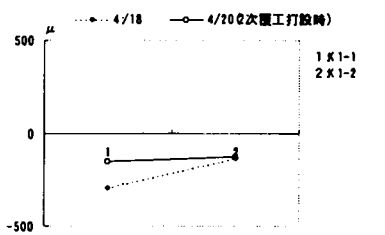
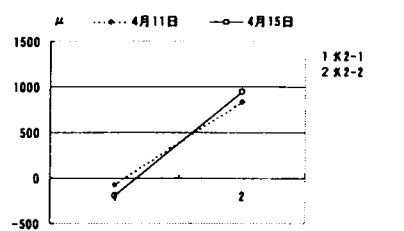
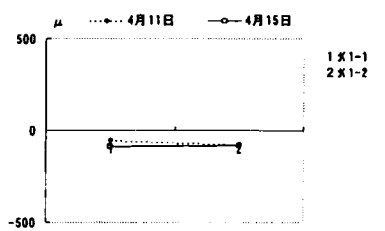
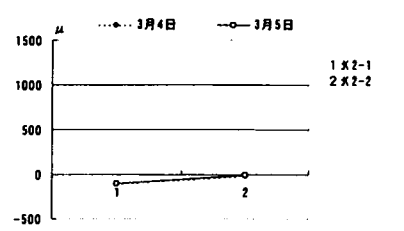
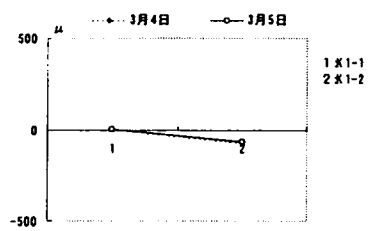
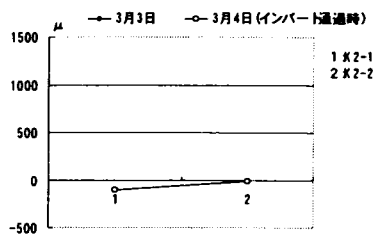
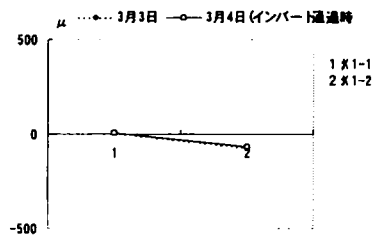
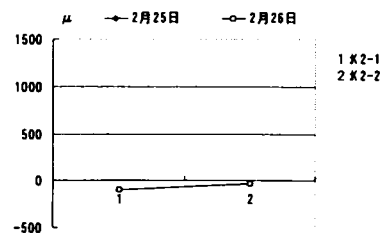
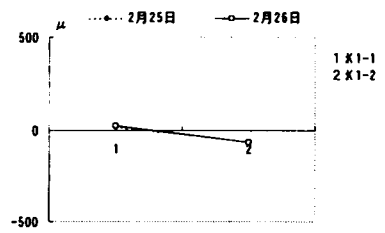
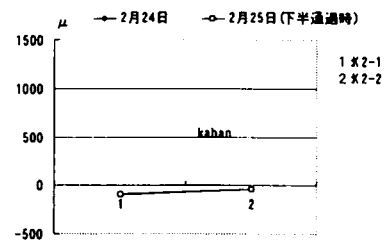
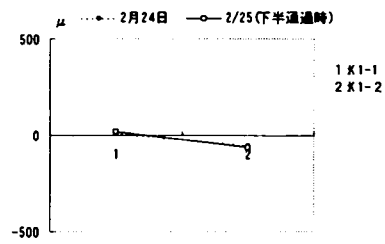
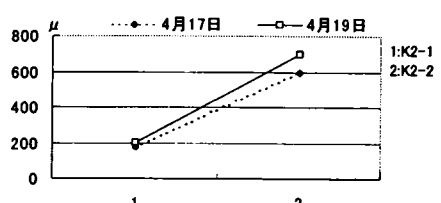
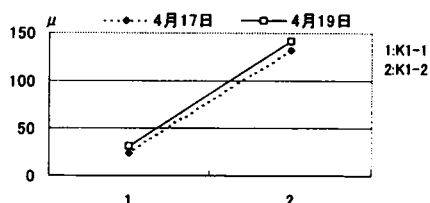
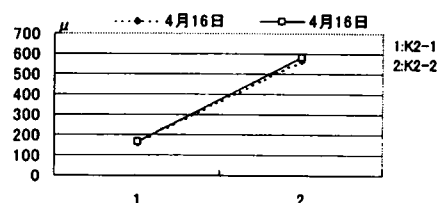
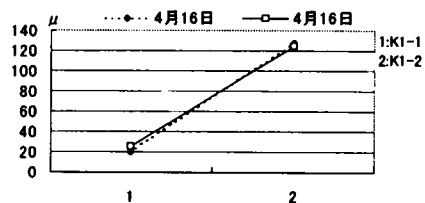
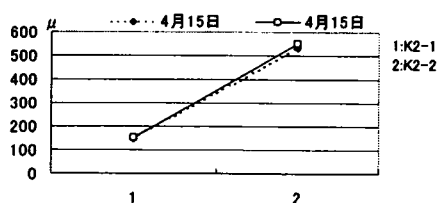
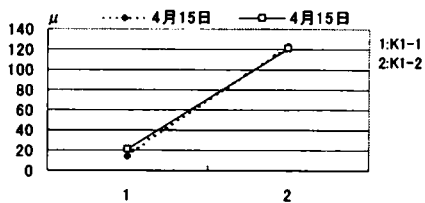
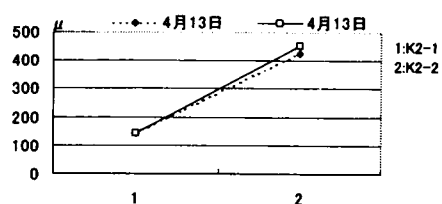
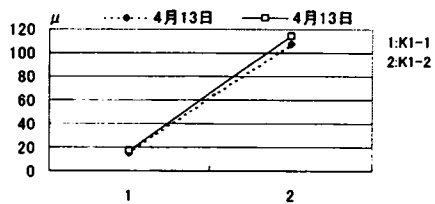
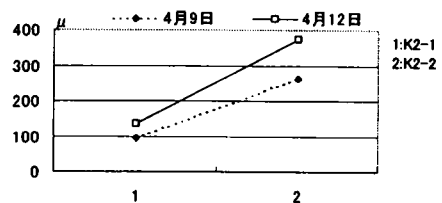
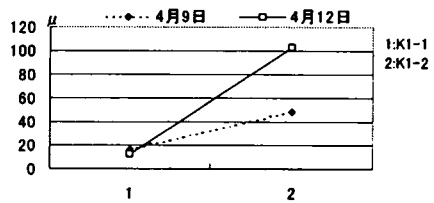
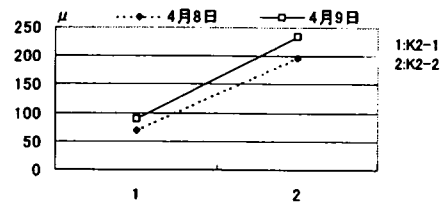
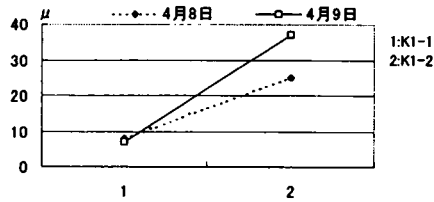
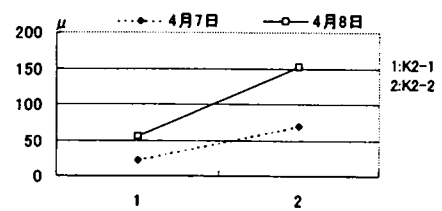
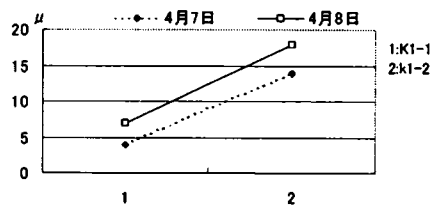


図4-16 (a) 上下2測点間の曲げひずみ変化状況
(61k300m地点K1-1、K1-2、K2-1、K2-2)



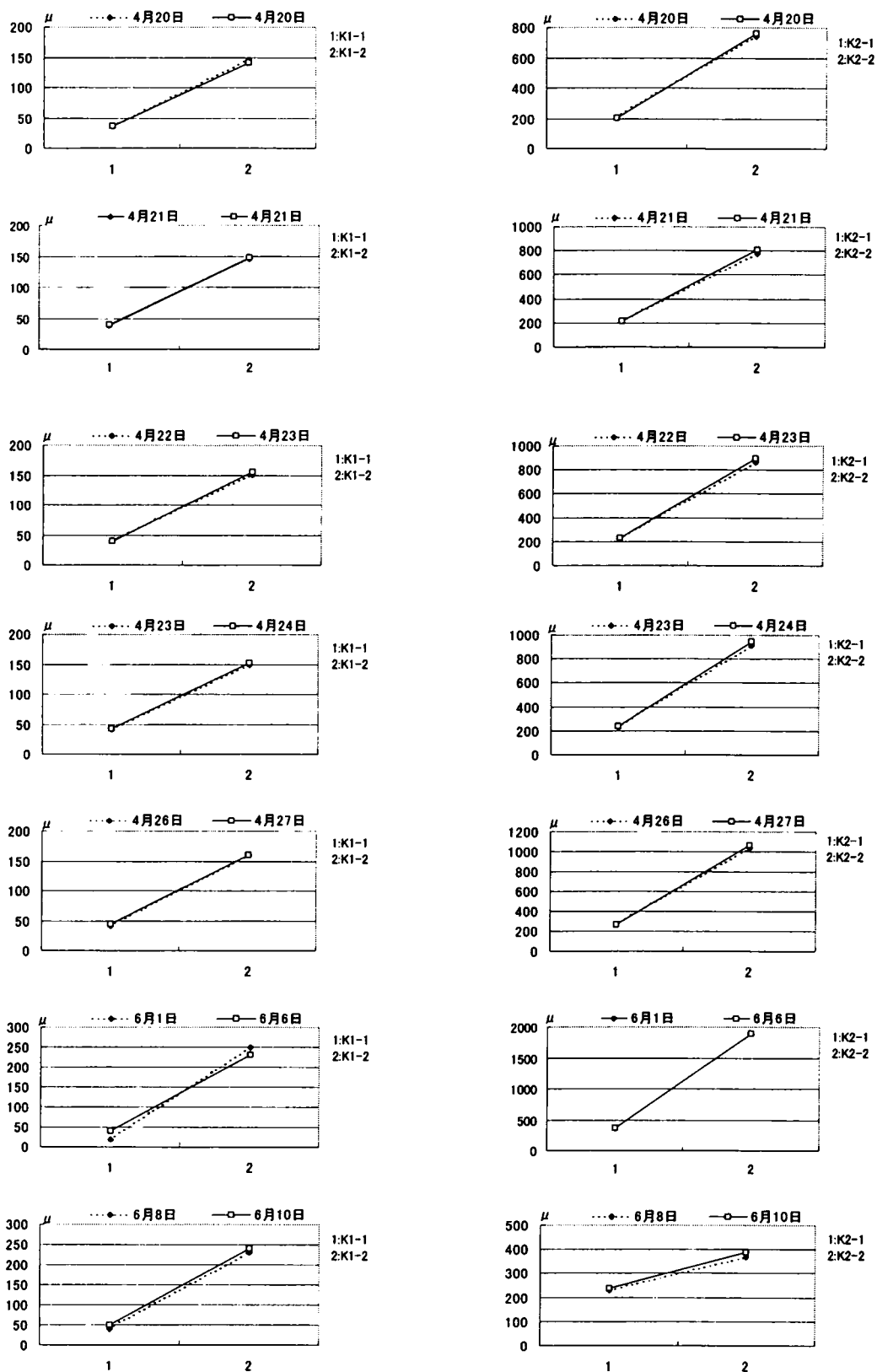
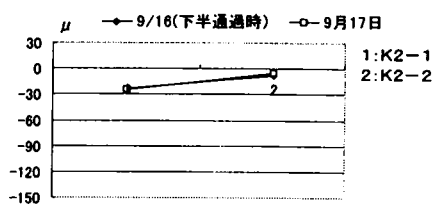
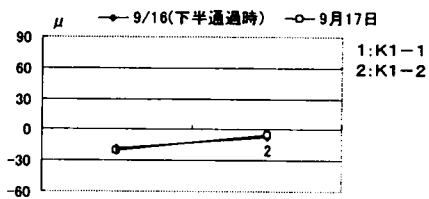
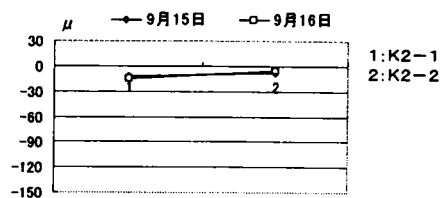
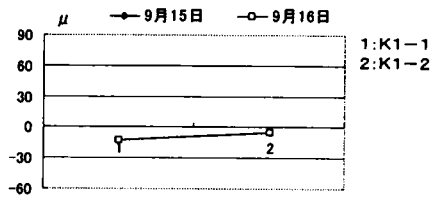
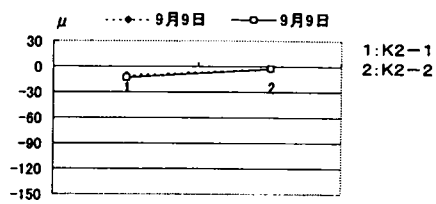
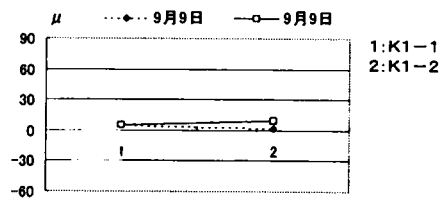
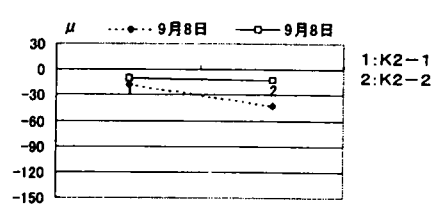
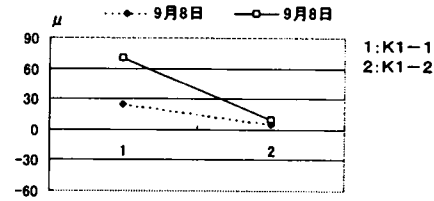
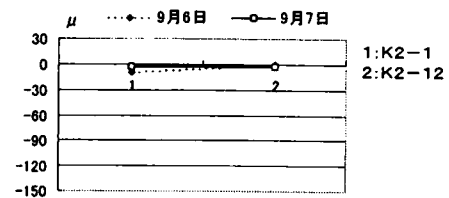
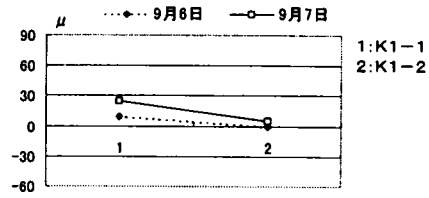
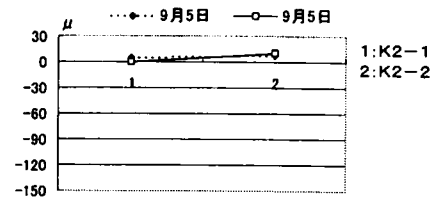
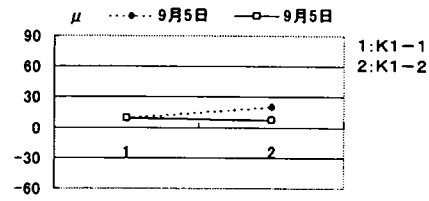


図 4-16 (b) 上下 2 測点間の曲げひずみ変化状況
(61k360m 地点 K1-1、K1-2、K2-1、K2-2)



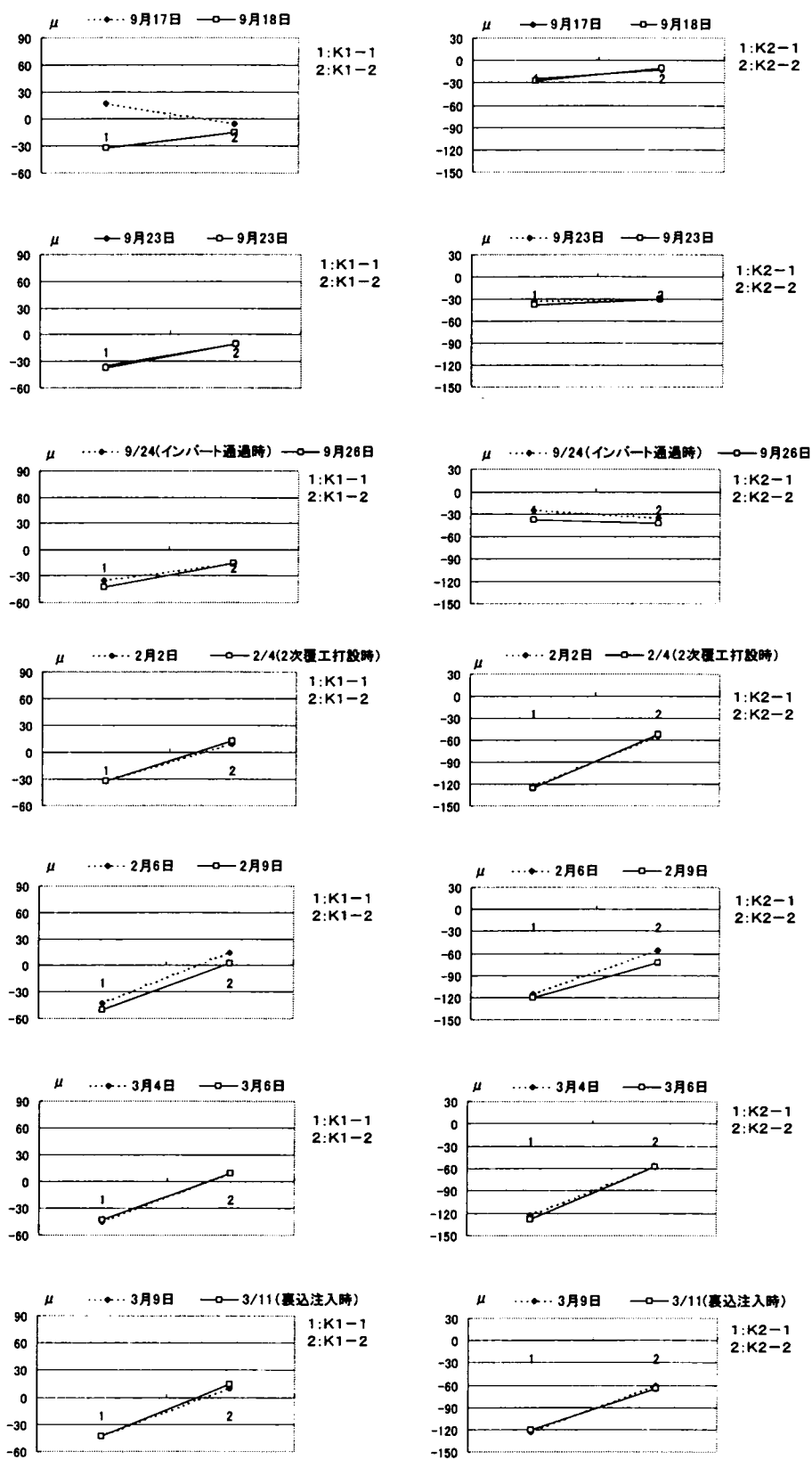


図4-16(c) 上下2測点間の曲げひずみ変化状況
(62k780m地点K1-1、K1-2、K2-1、K2-2)

d) 二次覆工打設

堀之内トンネル61k300m地点を除き、二次覆工打設に伴う大きな変動は見られない。61k300m地点では、左側上部(K2-1)で打設直前に外側引張の増大が見られ、打設後直ぐ減少し、変化前のレベルに戻るものの、左側下部(K2-2)では打設に伴い内側引張が一層増大する。一方、右側(K1)では、二次覆工打設位置の接近に伴い、下部(K1-2)の内側引張が増加する。二次覆工打設は、元のひずみレベルに戻る。

ひずみの分布形状は、いずれの部分でも二次覆工打設による直接的な変化はないものの、ひずみの絶対値の小さな測点では、打設後の時間経過で正負の逆転が見られることもある。

e) 裏込注入後

裏込注入後の測定が実施された取香トンネル62k780m地点については、裏込注入に伴う曲げひずみの変化は見られない。

f) 長期的な時間経過

裏込注入後、定常状態になる。取香トンネル62k780m地点の右側の2測点では、外側引張の曲げひずみが、裏込注入実施後3ヶ月を経て増大している。

(c) まとめ

各施工段階の吹付けコンクリート軸ひずみと曲げひずみの挙動特性をまとめると、次のようになる。

- 1) 軸ひずみとしては、概ね $100 \sim 800 \mu$ の圧縮ひずみが発生し、吹付けコンクリートのヤング率を 5000 MN/m^2 と仮定すると $0.5 \sim 4 \text{ MPa}$ の応力に相当する。また、軸ひずみの絶対値に測定位置による対称性は認められない。
- 2) 上半足付け部付近の 1 m 離れの2測点での軸ひずみの差は、無いか、あっても 200μ 程度で、足元に近い方が大きい。
- 3) 曲げひずみの絶対値はその位置や地形の状況に左右され、局所的な特性を有すると考えられる。上半足付け部の 1 m 程度の測定位置の離れでも曲げの方向に逆転が見られる状況もある。
- 4) 曲げひずみの絶対値は、地表面が急斜面であるなどの特殊な条件でなければ、概ね、下半掘削の完了で定常化すると見なせる。
- 5) 軸ひずみは、上半の進行、下半の接近・通過、インバートの通過に伴って、圧縮ひずみの増加傾向あるいは、一旦増加した圧縮ひずみの定常化傾向が見られ、施工による急激な変動は見られない。
- 6) 軸ひずみは、二次覆工の打設区間が測点に近づくにつれて影響を受け、ひずみの増減が生じる。その量は $30 \sim 150 \mu$ 程度である。
- 7) 軸ひずみは、裏込注入による影響はほとんど受けず、また、それ以後の長期的な時間経過に伴う変動もほとんどないと考えられる。
- 8) 上半の進行に伴い、その位置、地形の状況を反映した局所的な曲げひずみが発生するが、下半の接近・通過やインバートの通過による大きな変動は見られない。また、地形の影響等を受けなければ、二次覆工の打設や裏込注入に伴う大きな変動も概ね生じないと考えられる。しかし、裏込注入後の長期的な時間経過に伴い、曲げひずみが増大することもある。

(4) 吹付けコンクリート・地山境界応力

各掘削及び施工段階での吹付けコンクリート・地山境界応力の変化状況は、表4-5および図4-17～図4-19に示すとおりである。

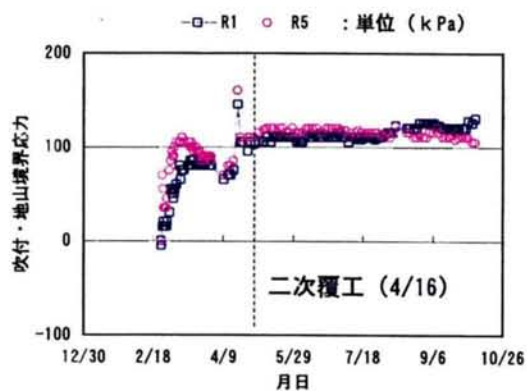


図 4 - 1 7 (a)

堀之内トンネル 61k300m 地点

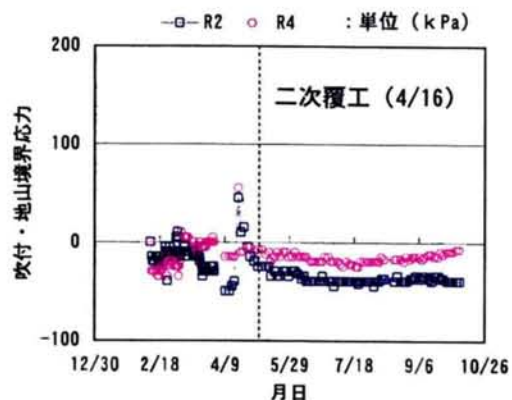


図 4 - 1 7 (b)

堀之内トンネル 61k300m 地点

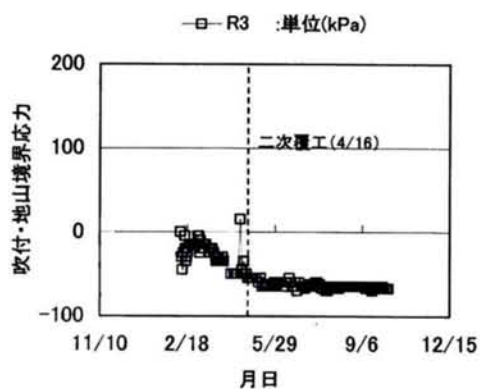


図 4 - 1 7 (c)

堀之内トンネル 61k300m 地点

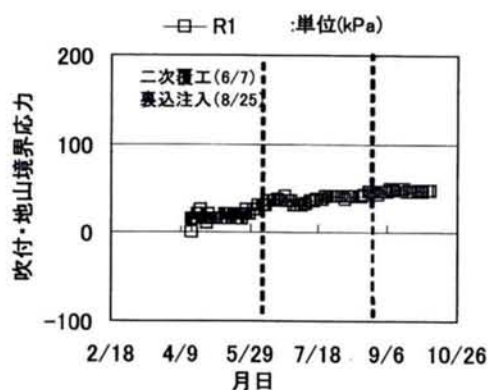


図 4 - 1 8 (a)

堀之内トンネル 61k360m 地点

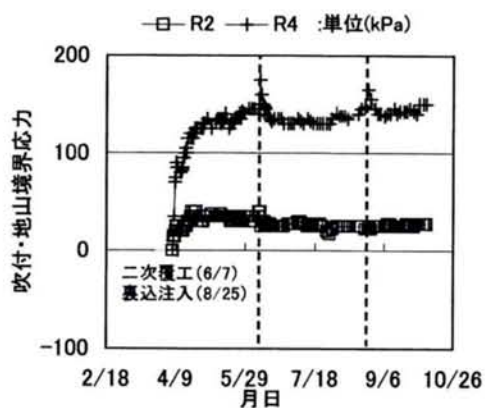


図 4 - 1 8 (b)

堀之内トンネル 61k360m 地点

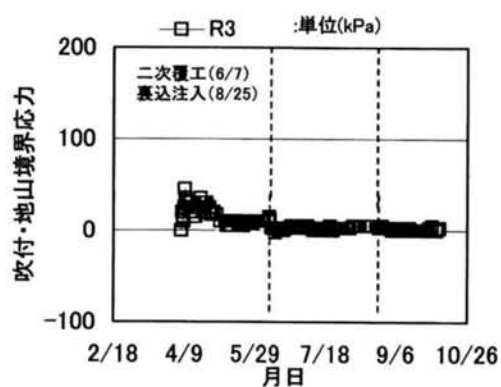


図 4 - 1 8 (c)

堀之内トンネル 61k360m 地点

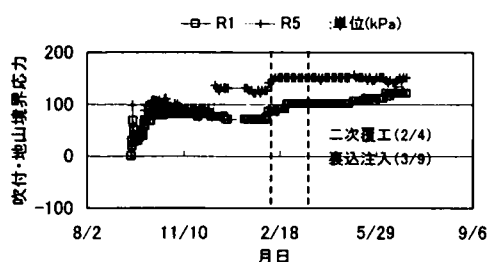


図 4-19 (a)
取香トンネル 62k780m 地点

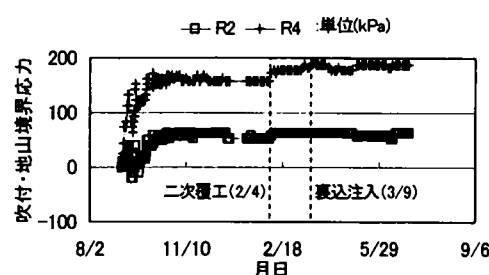


図 4-19 (b)
取香トンネル 62k780m 地点

(a) 発生応力の絶対値

発生応力の最大値は表 4-5 に示すように、取香トンネル 62k780m 地点で 178 kPa (裏込注入による応力増加を除く)、堀之内トンネル 61k300m 地点では 160 kPa、同 61k360m 地点では 175 kPa 程度の圧縮である。最大圧縮応力が発生している位置は、取香トンネルではトンネルアーチ部 (R4)、堀之内トンネル 61k300m 地点では山側足元部 (R5)、計測器の故障で R5 の測定が実施できなかった 61k360m 地点ではアーチ部 (R4) となっている。

最も小さい応力しか発生していないのは、いずれの断面でも二次覆工施工時まではトンネルクラウン部 (R3) であり、堀之内トンネル 61k300m 地点では、初期値に比べ負の値 (最大 -70 kPa) が発生している。また、取香トンネルの R3 では、二次覆工打設後裏込注入を実施するまでは 13 kPa の圧縮応力しか発生していないものの、裏込注入により 123 kPa の圧縮応力が発生するようになる。

堀之内トンネル 61k300m 地点に特有の現象としては、前述のように、クラウン部はもちろん、アーチ部 (R2 と R4) においても初期値にくらべて負の応力が発生していることが挙げられる。他の取香トンネル 62k780m

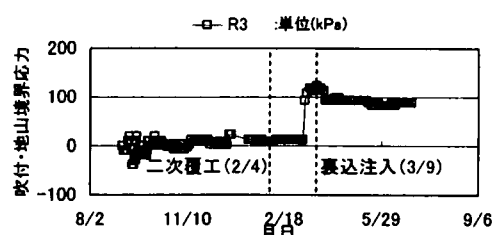


図 4-19 (c)
取香トンネル 62k780m 地点

表 4-5 吹付けコンクリート・地山境界応力の最大値・最小値

(単位: kPa)

記号	堀之内トンネル		取香トンネル
	61k300m	61k360m	62k780m
R1	145 -5	50	91
R2	45 -50	40	63 -20
R3	-15 -70	45 -3	23 -40
R4	-55 -35	175	178
R5	-160	(320)	137

数値: 正は圧縮、負は引張
() 内の数値は、計測器が異常状態になるまでの途中段階での最大値を示す。

0 m地点でもR 2やR 3の位置で初期値にくらべて負の応力が一時的に発生する場合があります、また、堀之内トンネル6 1 k 3 6 0 m地点でも、クラウン部(R 3)が長期的に発生応力がほぼゼロまで減少するのが観測されている。このような負の応力が発生するのは、吹付けコンクリート施工の不備による地山と吹付けコンクリート間の空隙あるいは計測器と吹付けコンクリートの間の空隙の発生を予測させるもので、少なくとも、これらの部分では、地山に対する積極的な支保として吹付けコンクリートは機能していないと判断される。

(b) 応力変化と施工手順

1) 上半の進行 (図4-20)

取香トンネル6 2 k 7 8 0 m地点 (R 2、R 3、R 4) と堀之内トンネル 6 1 k 3 6 0 m地点 (R 3、R 4) で進行と共に一旦増加した圧縮応力が、切羽が0. 2～1. 0 D進行した時点で一度減少するのが観測された。減少する前に発生していた圧縮応力2 0～1 2 5 kPa に対して、1 0～6 0 kPa 程度の減少量であり、変動量としては大きいものと判断される。この変化が発生した時点で、下半切羽は、測定位置から0. 5 D以上離れた位置にあり、応力変化の傾向から判断しても下半切羽の接近による影響とは考えられない。

一方、堀之内トンネル6 1 k 3 0 0 m地点のR 2、R 3、R 4や取香トンネル6 2 k 7 8 0 m地点のR 3は、初期値に対して負の応力が発生しており、その絶対値は2 0～5 0 kPa である。ここでは、R 2、R 4は、上半の進行に伴ってあまり変化しないが、R 3は0. 3 D程度上半切羽が通過後、一旦正の応力状態に戻り、また、負の状態に回復するという複雑な変動状況を示す。

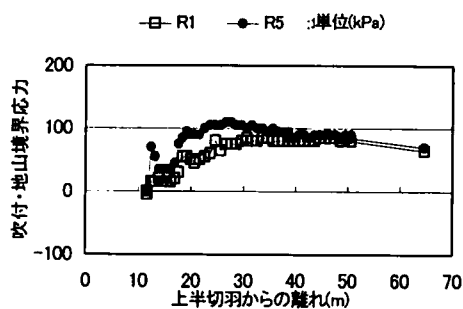


図4-20 (1-a)
堀之内トンネル61k300m 地点

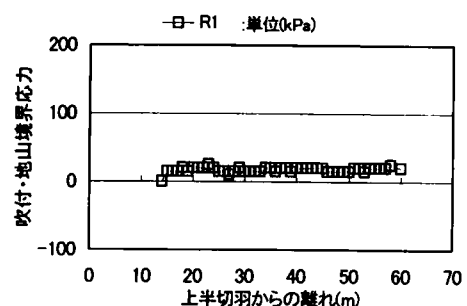


図4-20 (2-a)
堀之内トンネル61k360m 地点

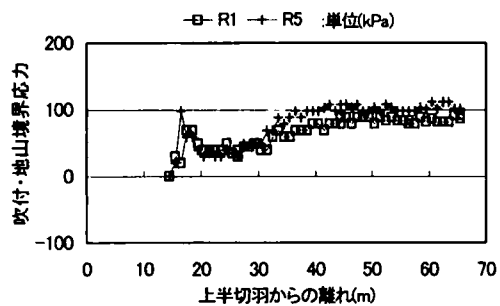


図 4-20 (3-a)
取香トンネル 62k780m 地点

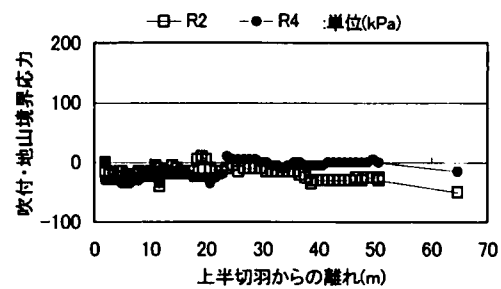


図 4-20 (1-b)
堀之内トンネル 61k300m 地点

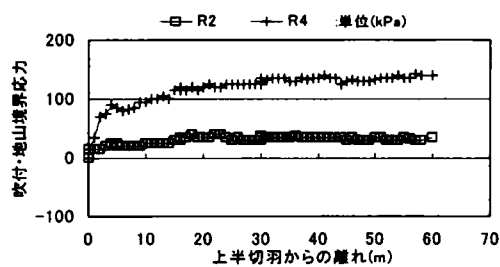


図 4-20 (2-b)
堀之内トンネル 61k360m 地点

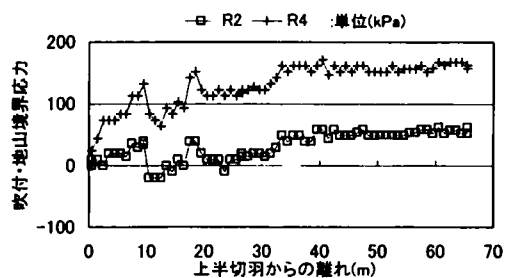


図 4-20 (3-b)
取香トンネル 62k780m 地点

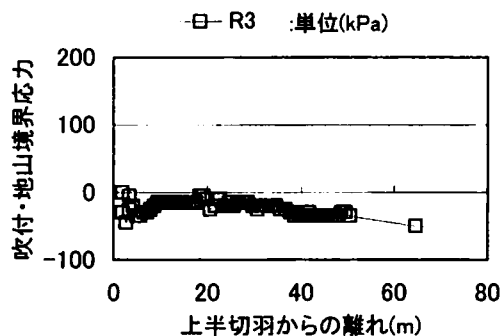


図 4-20 (1-c)
堀之内トンネル 61k300m 地点

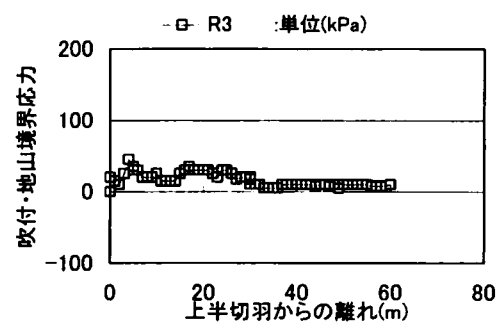


図 4-20 (2-c)
堀之内トンネル 61k360m 地点

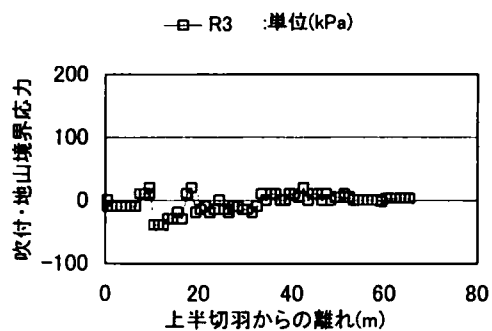


図 4-20 (3-c)
取香トンネル 62k780m 地点

2) 下半の接近、通過 (図4-21)

取香トンネル62k780m地点のR2、R3、R4は、上半の進行で一旦減少した圧縮応力が、下半の接近、通過に伴い回復する。これに対して、堀之内トンネル61k300m地点のR2およびR4では、下半通過時に一旦、5～40kPaだけ減少し、以後回復する過程をたどる。しかし、他の測点では、下半の接近に伴う変化はほとんど見られない。

下半切羽が通過した後も、堀之内トンネル61k300m、61k360mとも上半の測点では応力が漸増するか、そのままの状態が維持される傾向を示すものの、取香トンネル62k780m地点の上半測点では、下半通過後0.3Dで30～50kPaの圧縮応力の減少が見られる。同様に、この地点の下半の測点や堀之内トンネル61k300m地点の下半の測点でも下半通過後0.3Dで5～70kPaの圧縮応力の減少が見られる。

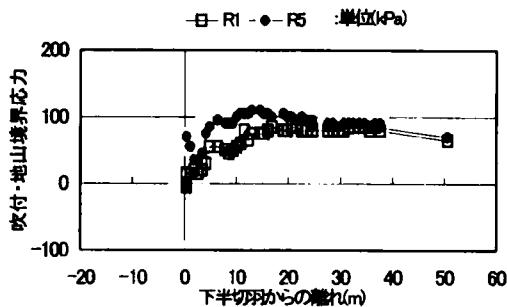


図4-21 (1-a)

堀之内トンネル 61k300m 地点

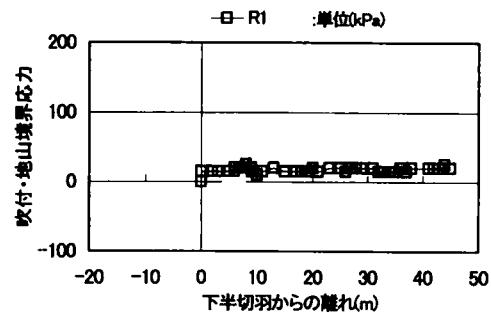


図4-21 (2-a)

堀之内トンネル 61k360m 地点

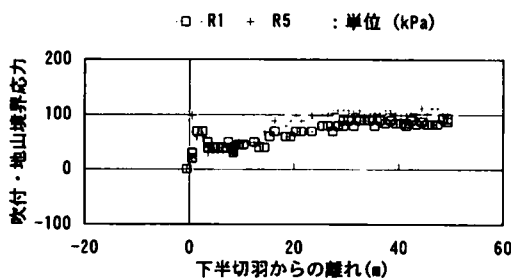


図4-21 (3-a)

取香トンネル 62k780m 地点

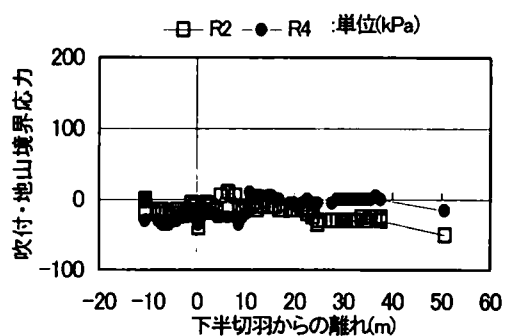


図 4 - 2 1 (1-b)
堀之内トンネル 61k300m 地点

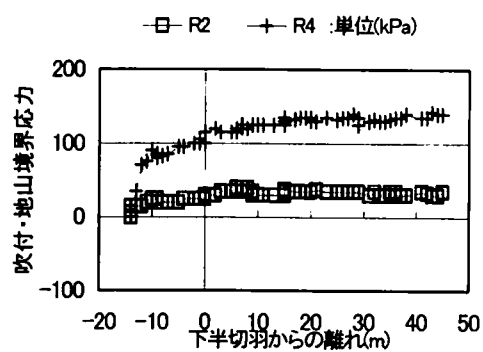


図 4 - 2 1 (2-b)
堀之内トンネル 61k360m 地点

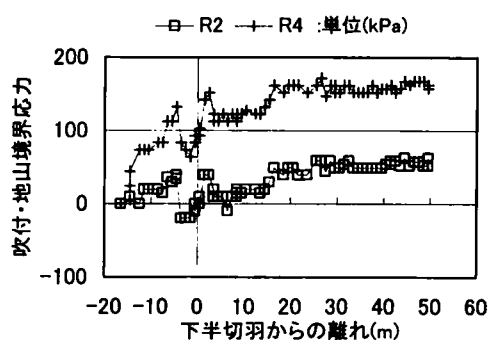


図 4 - 2 1 (3-b)
取香トンネル 62k780m 地点

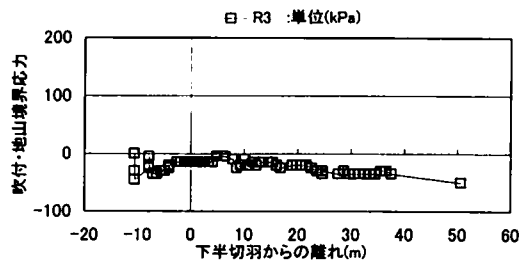


図 4 - 2 1 (1-c)
堀之内トンネル 61k300m 地点

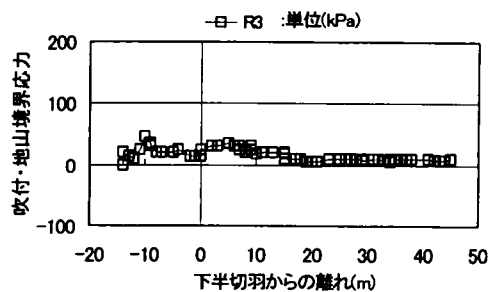


図 4 - 2 1 (2-c)
堀之内トンネル 61k360m 地点

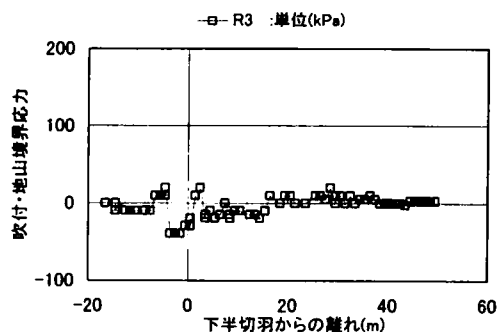


図 4 - 2 1 (3-c)
取香トンネル 62k780m 地点

3) インバートの通過 (図4-22)

3地点ともインバートの通過に伴う応力に大きな変動は無く、変動があっても10kPa程度の増減である。インバート通過後は、堀之内トンネル61k300m、同61k360m両地点のR3を除き定常状態を維持するか、わずかに圧縮が増加する傾向が見られる。一方、61k300m、同360m両地点のR3では、圧縮応力が徐々に減少していく。

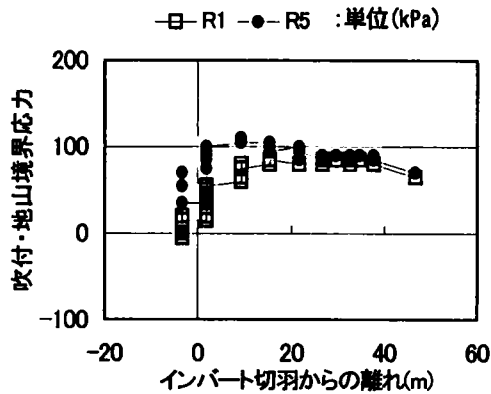


図4-22 (1-a)
堀之内トンネル 61k300m 地点

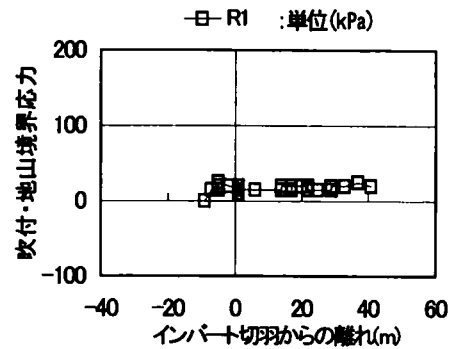


図4-22 (2-a)
堀之内トンネル 61k360m 地点

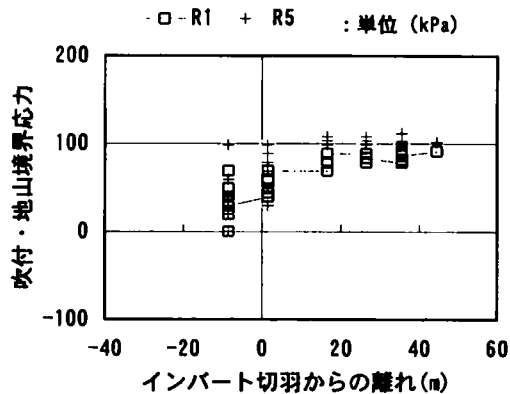


図4-22 (3-a)
取香トンネル 62k780m 地点

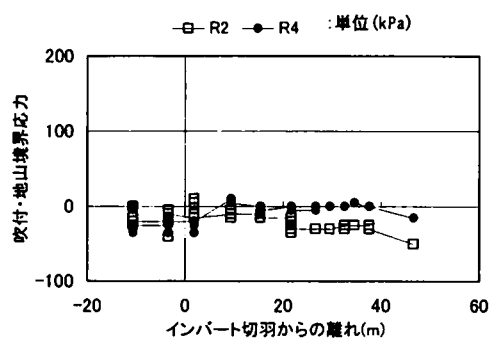


図 4-22 (1-b)
堀之内トンネル 61k300m 地点

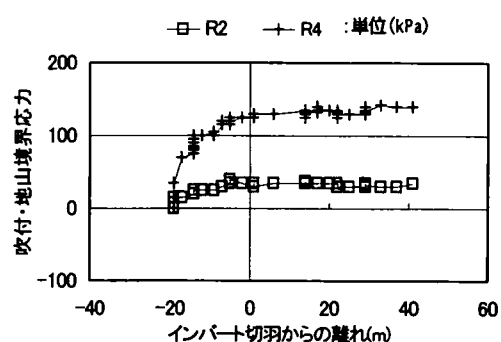


図 4-22 (2-b)
堀之内トンネル 61k360m 地点

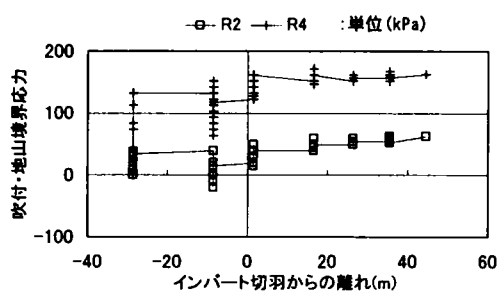


図 4-22 (3-b)
取香トンネル 62k780m 地点

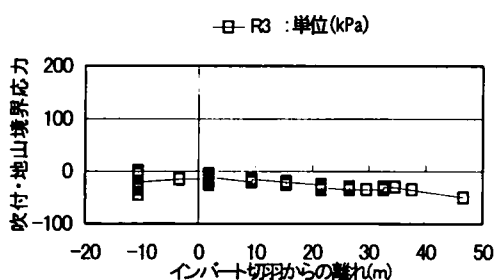


図 4-22 (1-c)
堀之内トンネル 61k300m 地点

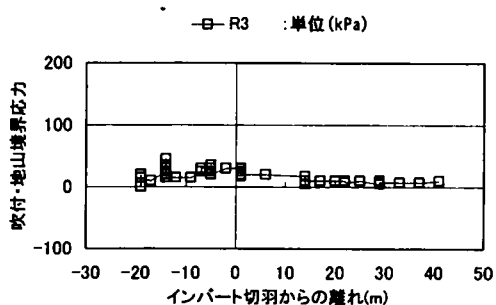


図 4-22 (2-c)
堀之内トンネル 61k360m 地点

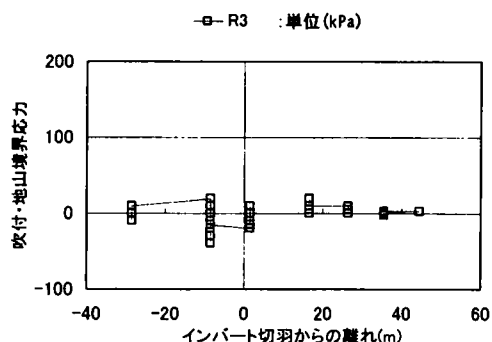


図 4-22 (3-c)
取香トンネル 62k780m 地点

4) 二次覆工の打設 (図4-17～図4-19)

取香トンネル62k780m地点では、上、下半測点とも二次覆工打設後に5～20kPaの圧縮応力の増加が見られる。これに対して、堀之内トンネル61k300m地点では、二次覆工の打設により一旦60～100kPa上昇した圧縮応力が、以後、次第に減少し定常状態になる。同様の傾向は堀之内トンネル61k360m地点(R1を除く)でも観測されている。

5) 裏込注入の実施 (図4-17～図4-19)

取香トンネル62k780m地点では、裏込注入と共に上半クラウンの測点(R3)の圧縮応力が大きく増大(100kPa)するものの、R2や下半の測点では、ほとんど変化しない。また、堀之内トンネル61k360m地点でもR4を除きほとんど変化しない。取香トンネル62k780mおよび堀之内トンネル61k360m両地点のR4でわずかに圧縮力の増加が見られる程度である。このことは、クラウン部には二次覆工打設後、空隙が発生していたことが予想され、これが裏込注入の実施により充填された状況を反映した変動と考えられる。

6) 長期的な時間経過 (図4-17～図4-19)

裏込注入を行った取香トンネル32k780m地点では、上半アーチおよびクラウン部で若干の圧縮応力の低下(10～30kPa)が見られるものの、その他の測点では、裏込注入後長期的にもほとんど変化していない。また、堀之内トンネル61k360m地点でも裏込注入時に圧縮応力が増大した測点R4が元の応力レベルに戻るほか、長期的にはほとんど変動しない。堀之内トンネル61k300m地点では、測点R4で漸増傾向を示すものの、他はほぼ定常状態となる。

(c) まとめ

各施工段階の吹付けコンクリート・地山境界応力に対する影響をまとめると次のようになる。

- 1) 吹付けコンクリート・地山境界応力は、地山からの荷重を示す反面、支保から地山への支保効果を示す指標であり、最大発生応力の絶対値から判断する限り表4-6に示すとおり、発生応力は掘削された部分の地山が負担していたと考えられる地山荷重の79～123%となっており、初期値設定時点より荷重が減少する測点も多いことから、支保全体として積極的な効果を発揮しているとは言えないものの、支保施工後に解放された応力に相当する支保効果は発揮しえたと言える。

表4-6 吹付けコンクリート・地山境界応力の
最大値と想定地山初期応力

	堀之内トンネル		取香トンネル
	61 k 300m	61 k 360m	62 k 780m
最大発生境界応力 (σ_r)	160kPa	175kPa	178kPa
発生位置	R 5	R 4	R 4
想定地山初期応力 (σ_i)	158kPa	221kPa	145kPa
算定条件	H=11.5m $\gamma=17.6 \text{ kN/m}^3$ $\nu=0.35$ $K=\nu/(1-\nu)$ $P_h=K \gamma H$ $P_v=\gamma H$ $\sigma_i=P_v \sin 15^\circ + P_h \cos 15^\circ$	H=12.7m $\gamma=17.6 \text{ kN/m}^3$ $\nu=0.35$ $K=\nu/(1-\nu)$ $P_h=K \gamma H$ $P_v=\gamma H$ $\sigma_i=P_v \sin 45^\circ + P_h \cos 45^\circ$	H=10.1m $\gamma=17.6 \text{ kN/m}^3$ $\nu=0.35$ $K=\nu/(1-\nu)$ $P_h=K \gamma H$ $P_v=\gamma H$ $\sigma_i=P_v \sin 45^\circ + P_h \cos 45^\circ$
σ_r/σ_i	1.02	0.79	1.23

- 2) 対称な位置に設置された吹付けコンクリート・地山境界応力の変動状況について整理してみると、表4-7のようになる。堀之内トンネル 61 k 300 m地点の上半アーチ部の測点におけるインバート通過時あるいは同61 k 360 m地点の上半アーチ部の測点における裏込注入時の挙動に対称性が見られないものの、左右の対称位置では、各施工段階において概ね挙動の対称性が確認された。

表4-7 吹付けコンクリート・地山境界応力の変動状況の対称性

施工段階	堀之内トンネル				取香トンネル	
	61 k 300m		61 k 360m		62 k 780m	
	R 1 & R 5	R 2 & R 4	R 1 & R 5	R 2 & R 4	R 1 & R 5	R 2 & R 4
上半通過	—	○	—	○	○	○
下半接近・通過	○	△	—	○	○	○
インバートの通過	○	△	—	○	○	○
二次覆工の打設	○	○	—	○	○	○
裏込注入の実施	—	—	—	×	○	△
長期的な時間経過	○	△	—	○	○	○

- 3) 3つの測定断面を対象に挙動の再現性の有無について整理して見ると、表4-8のようになる。全体としては、トンネルクラウン部の二次覆工打設時あるいは裏込注入時の挙動には再現性が見られないものの、他の施工段階に対しては、概ね再現性のある挙動が確認されていると言える。

表4-8 吹付けコンクリート・地山境界応力の変動状況の再現性

施工段階	測 定 位 置				
	R 1	R 2	R 3	R 4	R 5
上半通過	—	△	○	△	—
下半の接近・通過	○	△	△	○	○
インバートの通過	○	○	○	○	○
二次覆工の打設	○	○	×	○	○
裏込注入の実施	○	○	×	○	—
長期的な時間経過	○	○	○	○	○

- 4) 挙動の対称性、再現性を考慮して、各施工段階の吹付けコンクリート・地山境界応力の挙動を整理すると次のようになる。

a) 上半の進行

堀之内トンネル6 1 k 3 6 0 m地点や取香トンネル6 2 k 7 8 0 m地点のような平坦な地山条件下では、切羽が0. 2～1. 0 D進行した時点で地山からの荷重が減少する挙動が生じる。その減少量は、現象が発生する前に発生していた圧縮応力の5 0 %を越える。しかし、この時点を過ぎると圧縮応力は元に戻り、応力は漸増するようになる。

b) 下半の接近、通過

上半の測点(R 2、R 3、R 4)では、下半の接近、通過に伴い圧縮応力の漸増が見られる場合と、下半通過時に圧縮応力が減少する場合がある。また、下半切羽が通過した後も、圧縮応力が漸増あるいは定常化する場合と、下半切羽が0. 3 D通過した時点で再び応力低下が生じる場合がある。一方、下半の測点では、いずれの測点でも下半切羽が0. 3 D～1. 0 D通過した時点で、同様に、圧縮応力の低下が見られる。

c) インバートの通過

上半の測点はいずれもインバートの通過による影響は受けない。しかし、下半切羽からインバート掘削位置までの離れが比較的短い場合には、インバート通過により下半の測点の圧縮応力が低下する。インバート通過後は、ほぼ定常状態となるものの、測定断面に近接した位置でのインバート施工の影響が測点まで伝わる可能性がある。

d) 二次覆工の打設

二次覆工の打設により上、下半の測点共に圧縮応力が増加する場合と打設直前から直後にかけて圧縮応力が減少する場合がある。この傾向は、ひとつの測定断面での挙動の対称性からみて、断面特有の要素を反映しているものと考えられる。

e) 裏込注入の実施

裏込注入は、堀之内トンネル6 1 k 3 6 0 m地点と取香トンネル6 2 k 7 8 0 m地点で実施しているが、後者のクラウン部の空隙が裏込注入によって埋められ、吹付けコンクリートと地山間での応力の再配分が生じていることが確認された。しかし、アーチ部や下半の測点では、このような裏込注入の影響をほとんど受けない。

f) 長期的な時間経過

長期的な時間経過と共に、応力変化はなくなり定常化する。しかし、二次覆工打設後しばらくの間は、圧縮応力が漸増あるいは漸減する傾向が見られることがある。

2-2 ロックボルトの挙動^{1) 2) 3) 4) 5)}

(1) 現場計測

現場計測に用いた計測器の諸元とそれらの設置位置は、表4-9、図4-23、4-24に示すとおりである。ここでは、ひずみゲージの貼付位置を2組の面とし、ロックボルトの打設方法により異なった2つの方向の曲げを評価することができる。この特性を生かし、図4-25に示すように、堀之内トンネル61k300m地点と取香トンネル62k780m地点では、トンネル横断面内の曲げに対応するひずみを測定できるように、また、堀之内トンネル61k360m地点では、トンネル縦断面内の曲げに対応するようにロックボルトを打設している。評価にあたって、曲げひずみの正負は、図4-26のとおりとしている。

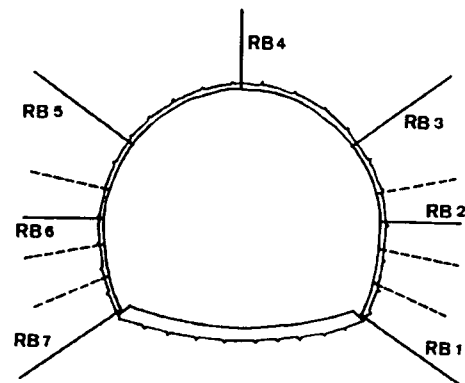


図4-23 測定用ロックボルト
(RB1～RB7) 配置図
(堀之内トンネル、取香トンネル)

表4-9 ロックボルトひずみ測定器

トンネル名	測定機器	記号	備考
堀之内トンネル 61k300m地点 61k360m地点	ロックボルト加工型 ひずみゲージ	RB-1～RB-7	RB-1、3、5、7 : L=4.5m RB-2、4、6 : L=3.0m
取香トンネル 62k780m地点			

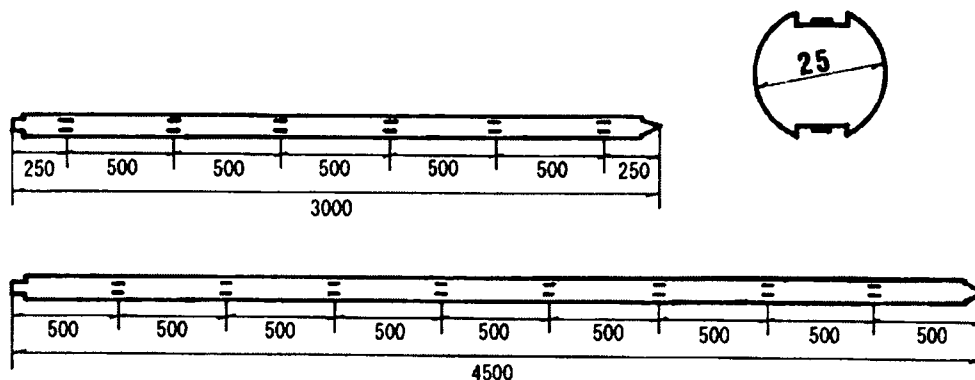


図4-24 ロックボルトひずみゲージ配置図

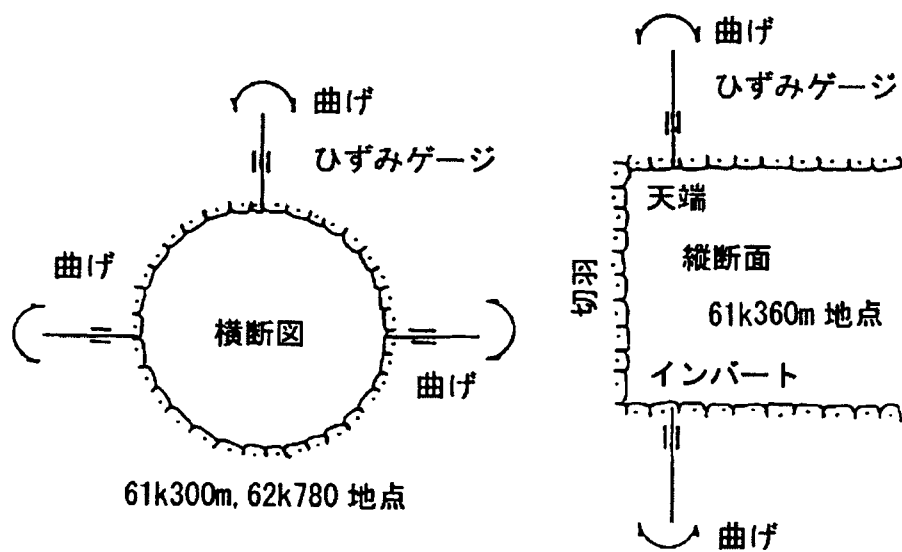


図 4 - 2 5 ロックボルト打設方向とひずみゲージ位置

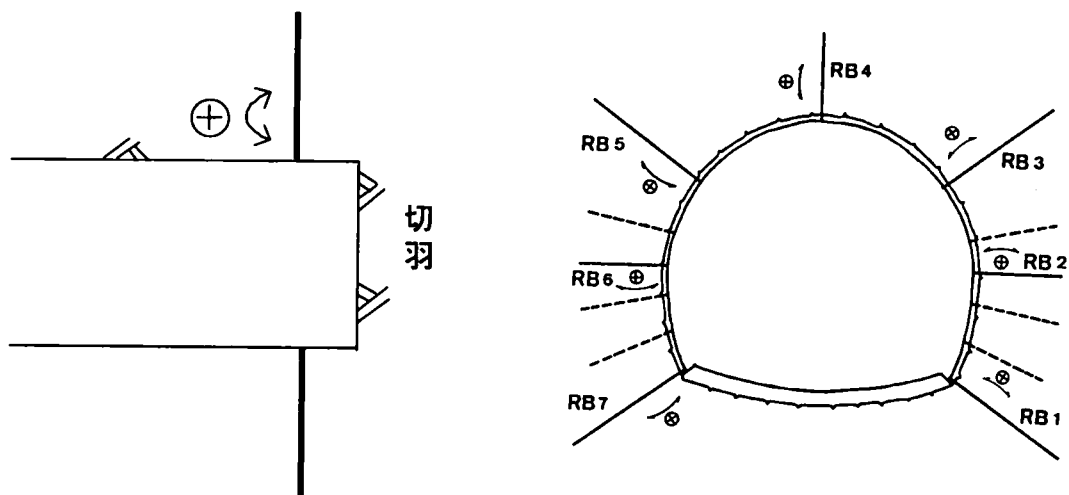


図 4 - 2 6 ロックボルト曲げ方向と曲げひずみの符号の関係

(2) ひずみ

(a) 発生ひずみの絶対値

1) 軸方向ひずみ

ロックボルトには、打設位置と施工手順によって圧縮ひずみと引張ひずみが発生する場合がある。発生した軸方向ひずみの最大値は、表 4-10 に示すとおりである。引張ひずみの最大値は、取香トンネル 62k780m 地点の RB-1 で 1115μ (応力換算で 229.5MPa)、圧縮ひずみの最大値は、堀之内トンネル 61k360m 地点の RB-5 で -590μ (応力換算で -121.4MPa) となっている。引張ひずみの最大値が

発生している取香トンネルのR B-1で棒鋼素材(S D 2 9 5)の降伏ひずみに近い値が発生しているほかは、許容応力度に対しても余裕のある値となっている。

また、1本のロックボルトについて、圧縮ひずみと引張ひずみの大きさを比較してみると、地表面が平坦な取香トンネルや堀之内トンネル61 k 3 6 0 m地点で引張、圧縮のいずれかに偏ったひずみが発生しているのに対し、地表面が大きく傾斜している堀之内トンネル61 k 3 0 0 m地点では、R B-2を除き、圧縮、引張の一方に偏らないひずみの発生となっている。

2) 曲げひずみ

曲げひずみの定義は、式(4-1)による吹付けコンクリートの曲げひずみと同じである。

表4-11に示すように、トンネル横断面内での曲げに対応する測定が行われた堀之内トンネル61 k 3 0 0 m地点と取香トンネルでは、最大曲げひずみは1 0 8 0 μ であり、堀之内トンネル61 k 3 0 0 m地点ではR B-2とR B-6というトンネルのスプリング位置に大きな曲げひずみが発生している。特に、山側スプリング位置では、インバート掘削以後に測定できないほどの値に達している。(図3-27(2)参照)また、堀之内トンネル61 k 3 0 0 m地点では、トンネル横断面の地形の影響をうけ、R B-1、R B-3、それにR B-5、R B-6でも5 2

表4-10

ロックボルト軸ひずみの最大・最小値
(単位: μ)

測定位置	堀之内トンネル		取香トンネル
	61 k 300m	61 k 360m	62 k 780m
R B-1	350 -526	219 -165	1115 -230
R B-2	651 -12	357 -235	300 0
R B-3	462 -238	60 -170	240 -20
R B-4	441 -145	582 -11	55 -345
R B-5	250 -369	11 -590	585 0
R B-6	826 -393	344 -82	485 -10
R B-7	287 -187	77 -87	825 -60

数値: 正は引張、負は圧縮を示す。

表4-11

ロックボルト曲げひずみの最大・最小値
(単位: μ)

測定位置	堀之内トンネル		取香トンネル
	61 k 300m	61 k 360m	62 k 780m
R B-1	175 -1055	150 -310	145 -600
R B-2	940 -1039	82 -636	100 -110
R B-3	114 -583	60 -70	280 -220
R B-4	176 -194	40 -1280	160 -230
R B-5	529 -309	50 -315	50 -60
R B-6	901 -828	30 -71	275 -235
R B-7	117 -130	82 -152	945 -1080
備考	横断面内	縦断面内	横断面内

数値の正負と曲げの方向は、図3-25参照

9～1055 μ という大きな曲げひずみが発生している。

これに対して、平坦な地形の取香トンネルでは、RB-6とRB-7を除き、正負に偏らない比較的小さな曲げひずみの発生となっている。

一方、トンネル縦断面内での曲げに対応する測定を行った堀之内トンネル61k360m地点では、曲げひずみの最大値が発生する位置がクラウン部（RB-4）で、トンネル横断面内の場合の位置とは際だった相違が見られる。また、その値も1280 μ とクラウン部におけるトンネル横断面内の曲げよりも大きい。他の測点では、スプリング部の一方（RB-2）で636 μ と大きな曲げひずみが発生している以外は小さい値しか発生しておらず、トンネル横断面内と縦断面内では、異なった特徴が現れている。

トンネル横断面内、縦断面内いずれについても曲げひずみの最大値は、かなり大きく、曲げによるひずみだけで棒鋼素材（SD295）の降伏ひずみに近い値となる。

(b) ひずみの変化と施工手順

1) 軸方向ひずみ

各施工段階で得られたロックボルトの軸方向ひずみのロックボルト全体での分布状態は、図4-27～図4-30に示すとおりである。

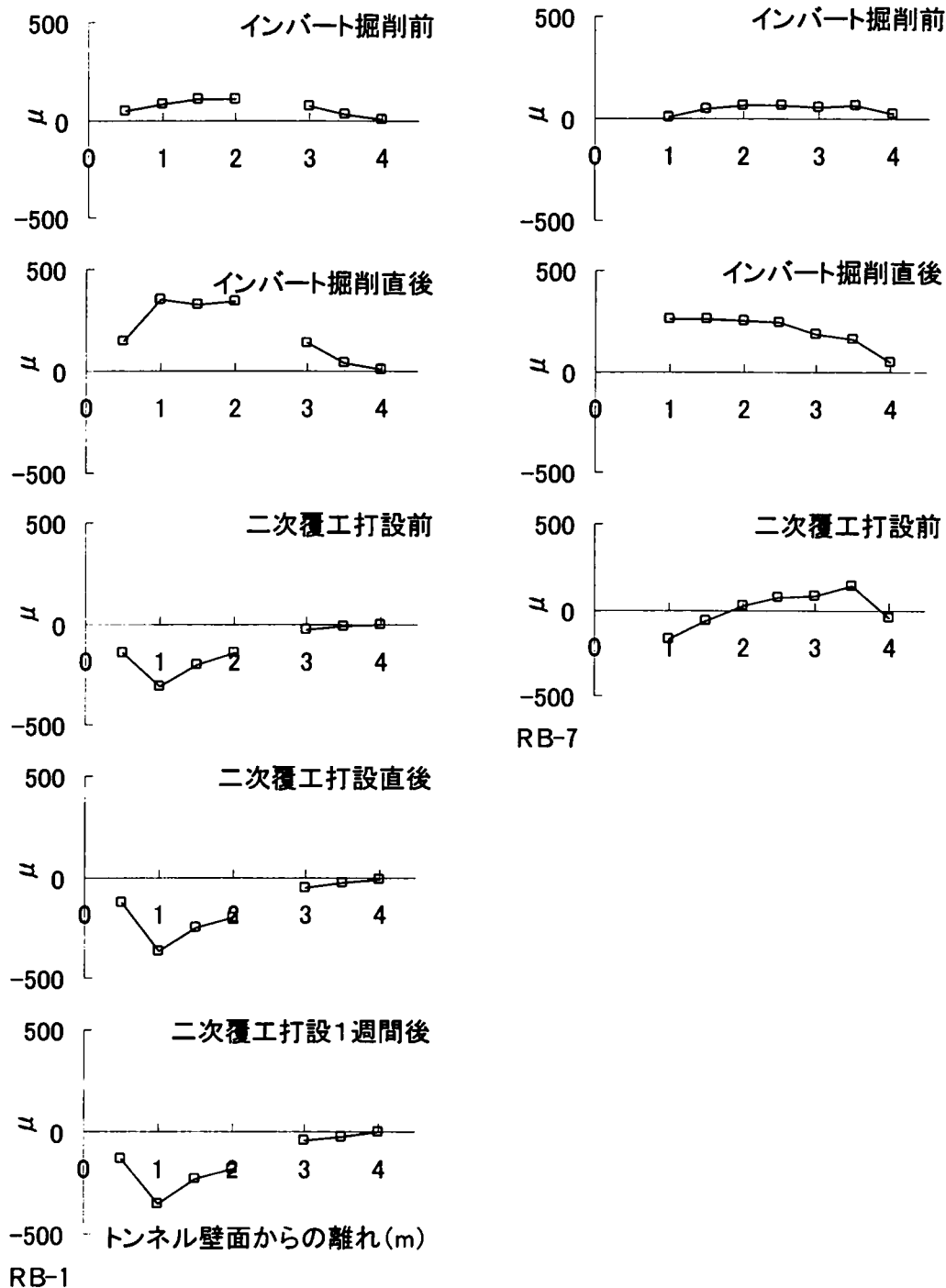
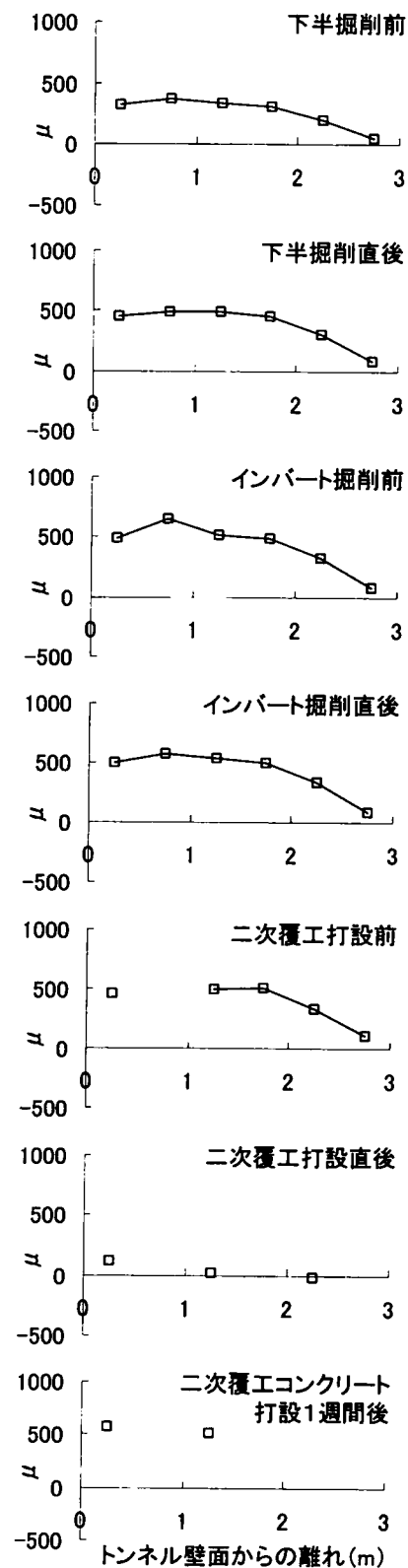
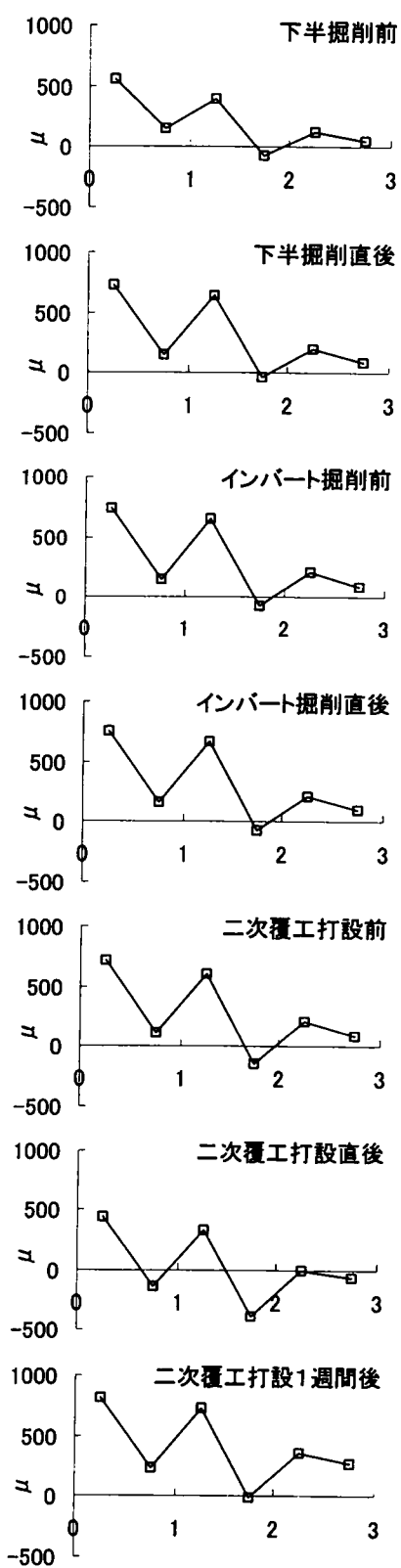


図4-27 (1) ロックボルト軸ひずみ分布形状の変化状況
掘之内トンネル61k300m地点 (RB-1、RB-7)



RB-2



RB-6

図4-27(2) ロックボルト軸ひずみ分布形状の変化状況
掘之内トンネル61k300m地点(RB-2、RB-6)

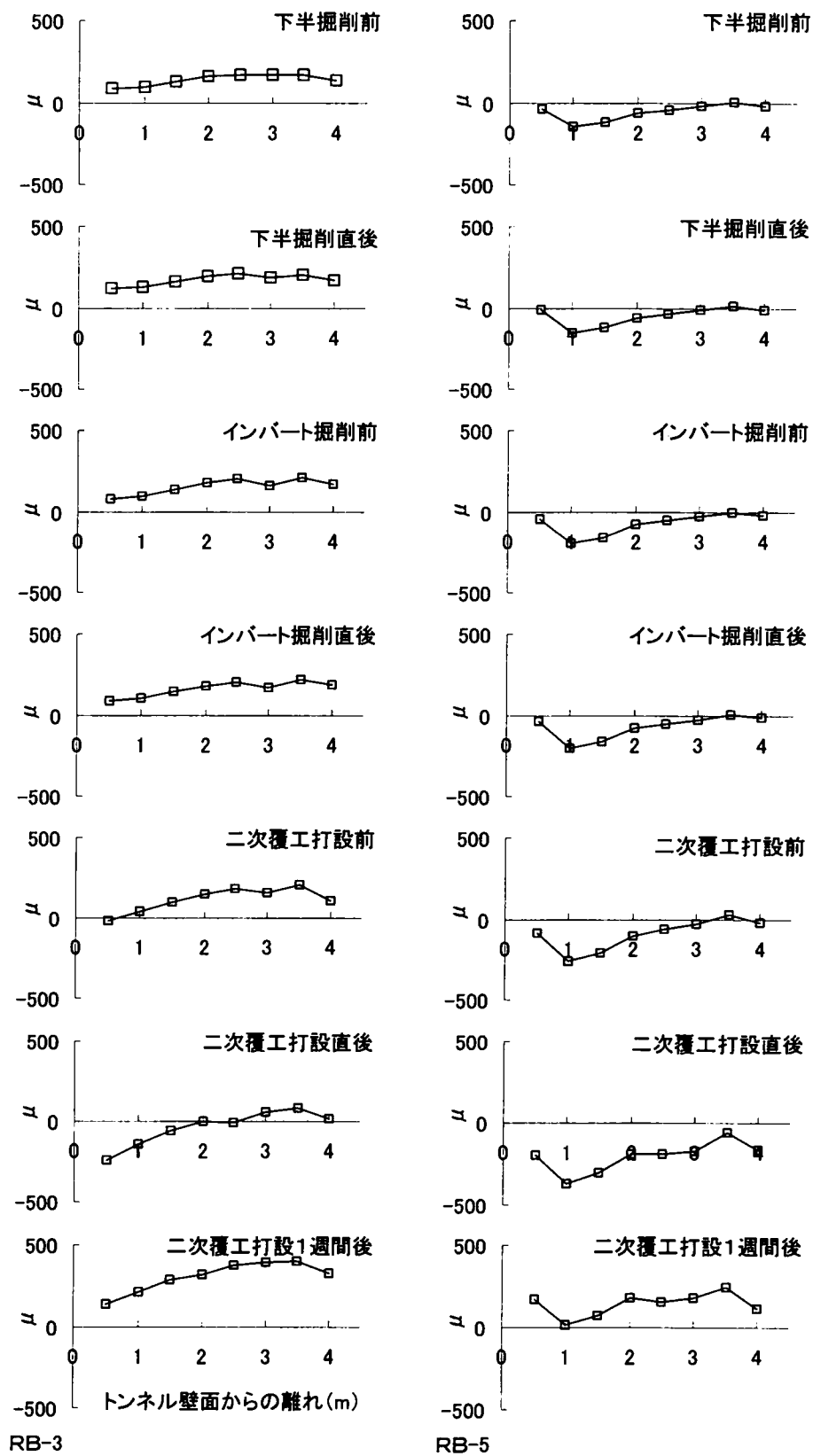


図4-27 (3) ロックボルト軸ひずみ分布形状の変化状況
堀之内トンネル61k300m地点 (RB-3、RB-5)

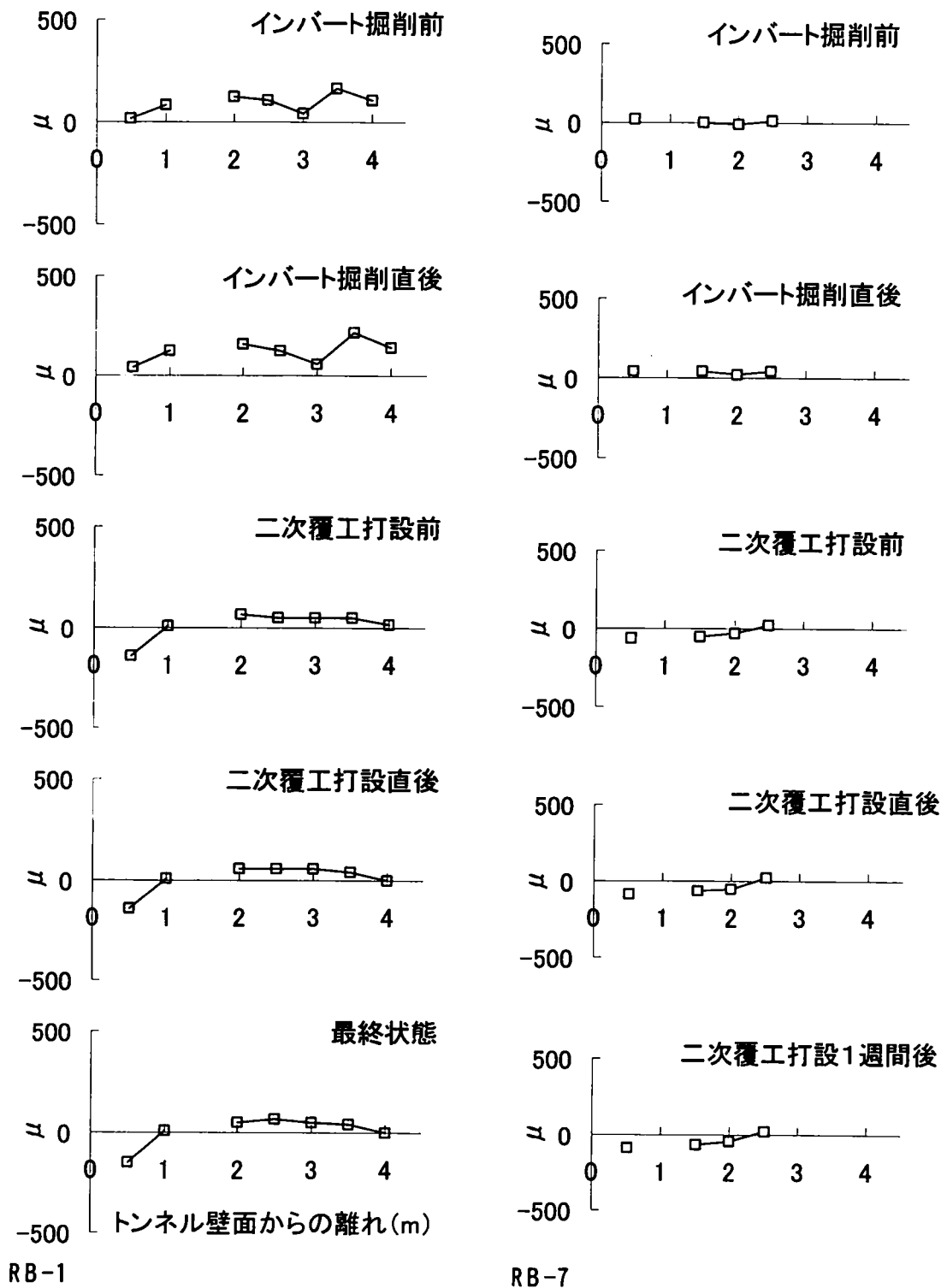


図4-28 (1) ロックボルト軸ひずみ分布形状の変化状況
堀之内トンネル61k360m地点 (RB-1、RB-7)

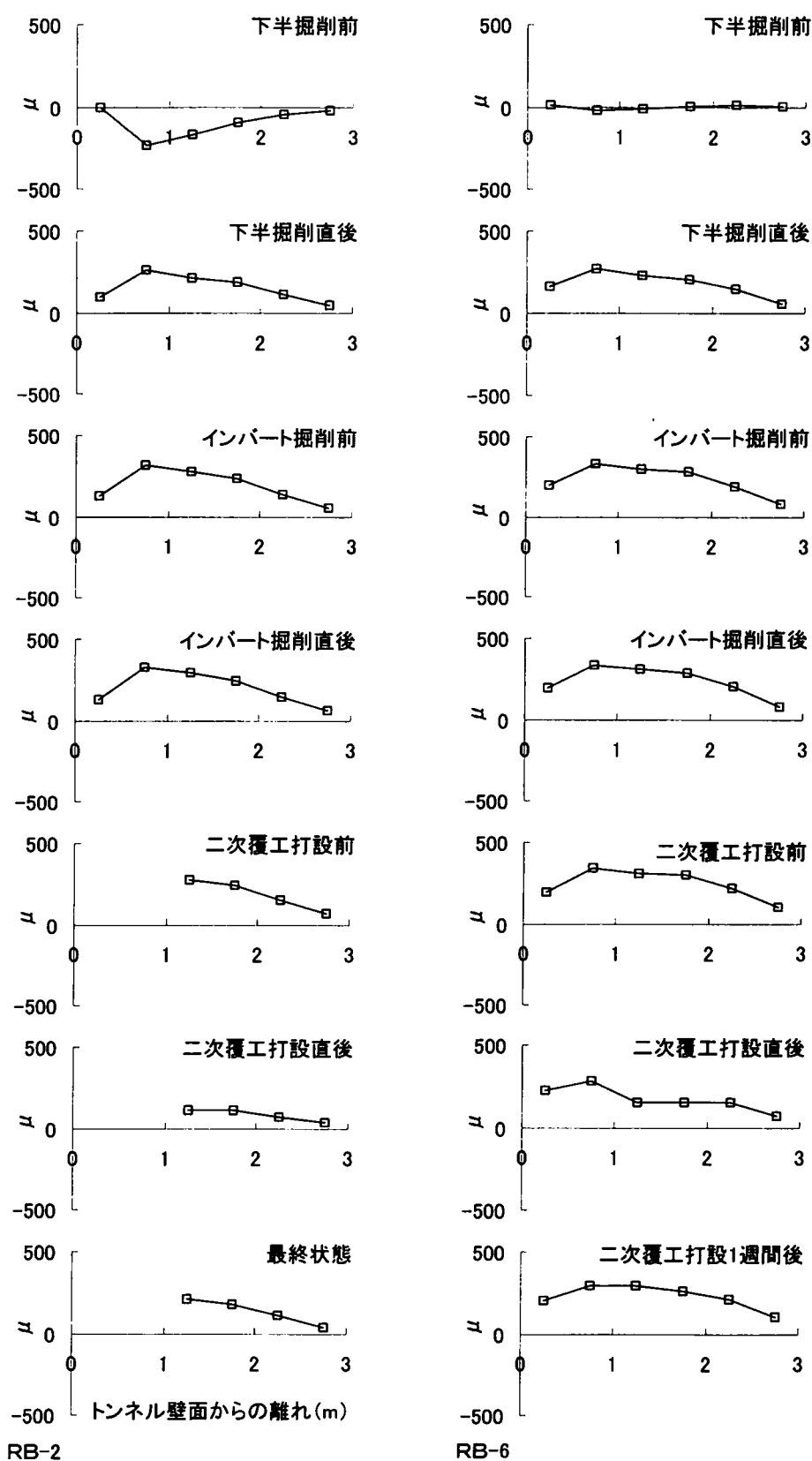


図4-28(2) ロックボルト軸ひずみ分布形状の変化状況
堀之内トンネル61k360m地点(RB-2、RB-6)

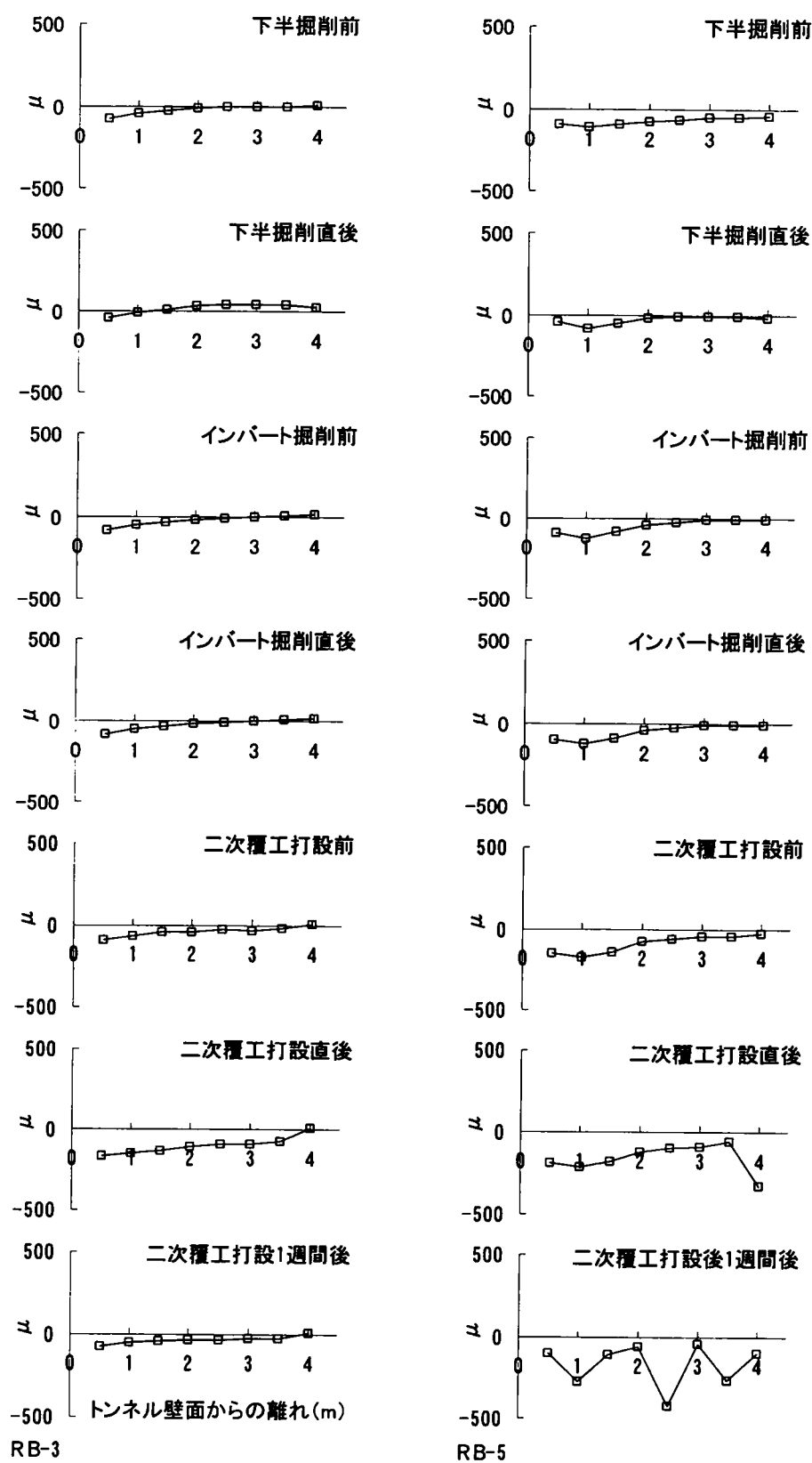


図4-28 (3) ロックボルト軸ひずみ分布形状の変化状況
堀之内トンネル61k360m地点 (RB-3、RB-5)

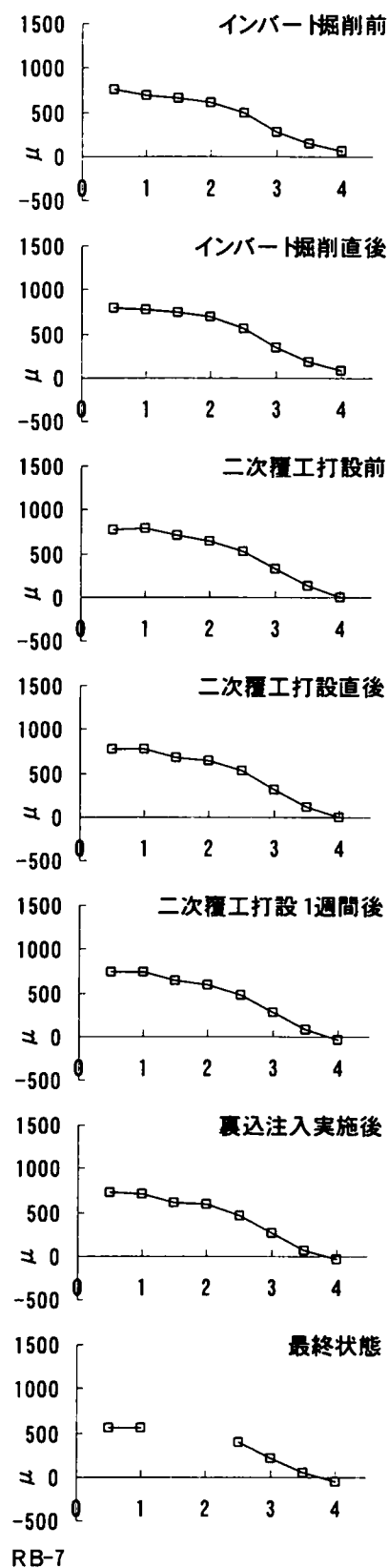
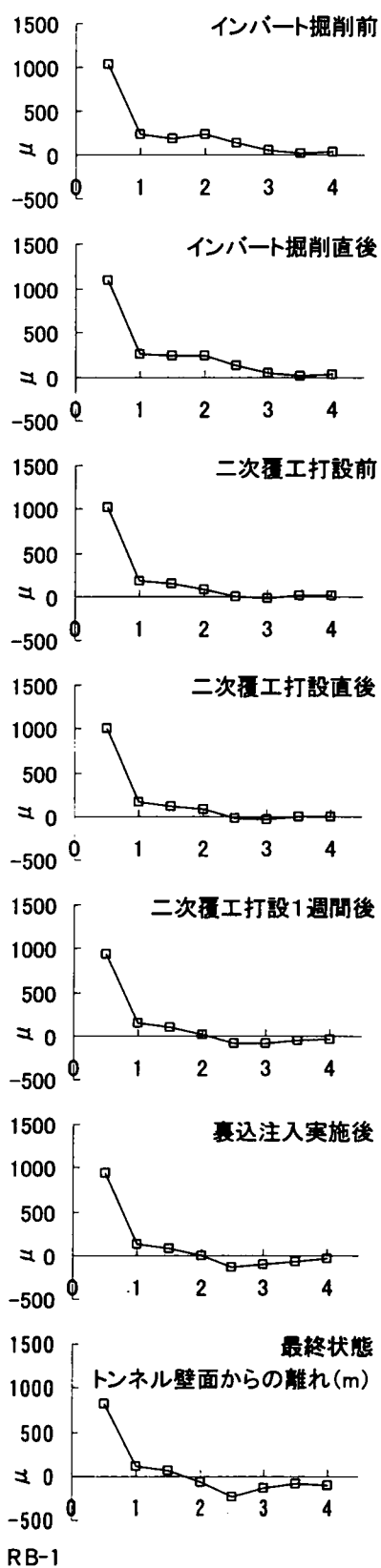
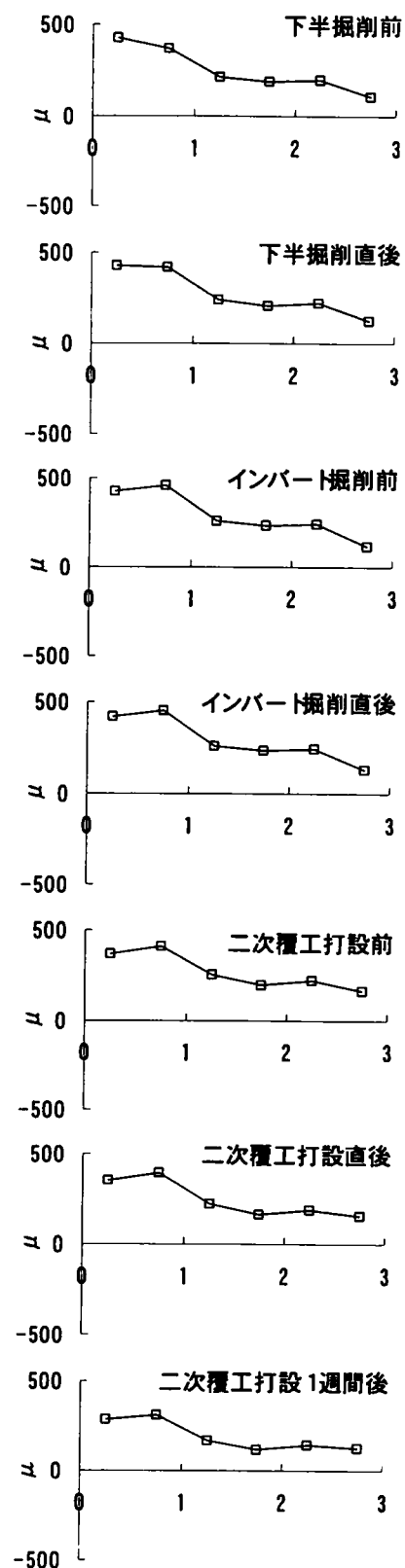
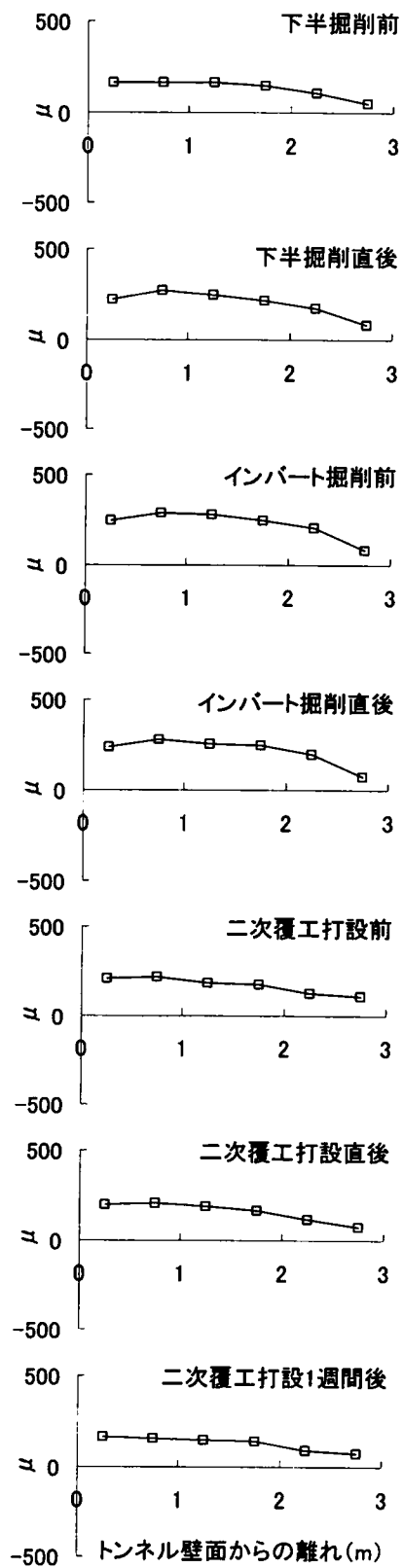


図4-29 (1) ロックボルト軸ひずみ分布形状の変化状況
取香トンネル62k780m地点 (RB-1、RB-7)



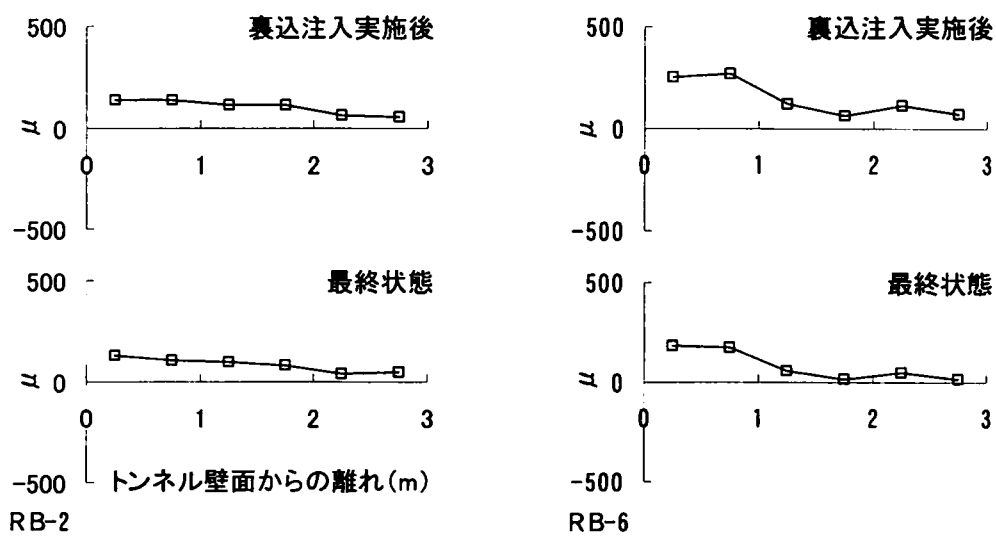
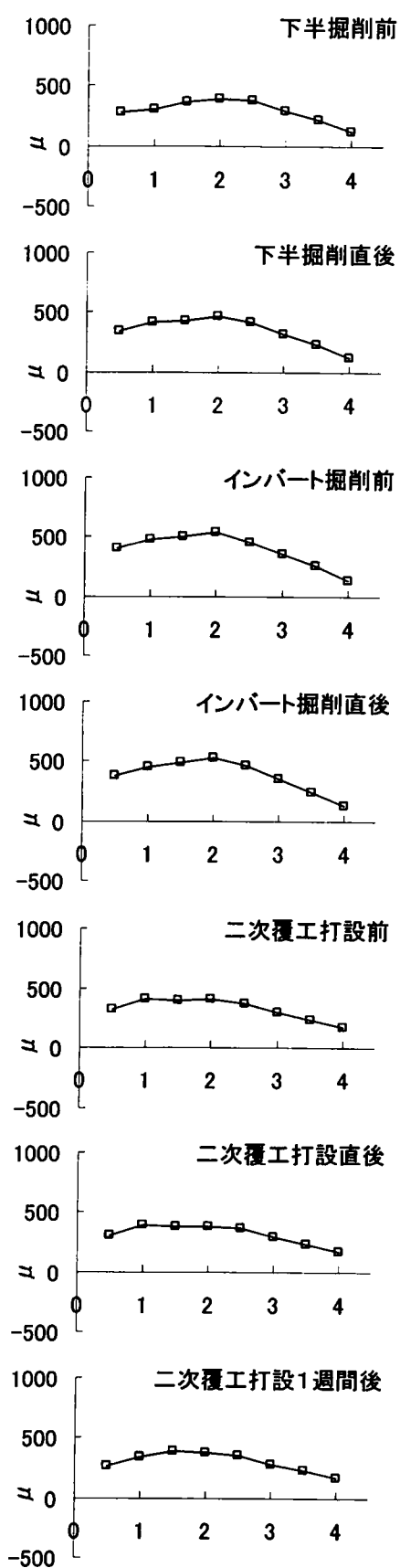
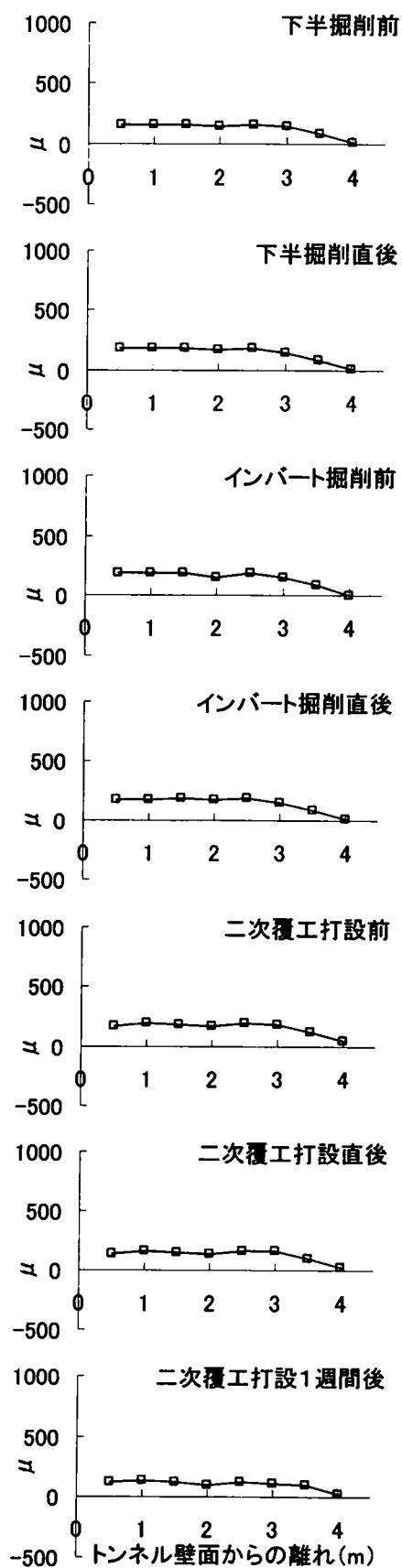
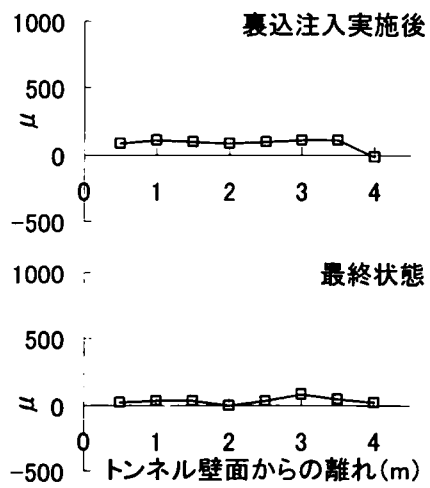
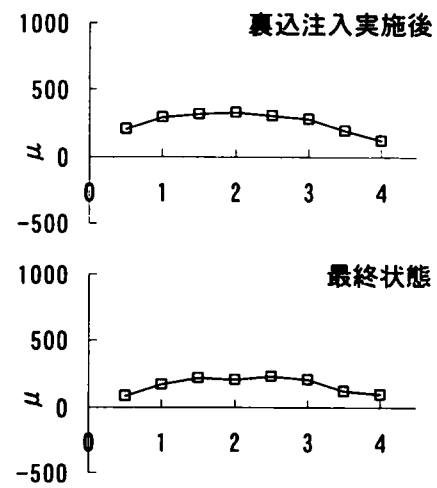


図4-29(2) ロックボルト軸ひずみ分布形状の変化状況
取巻トンネル62k780m地点(RB-2、RB-6)





RB-3



RB-5

図4-29(3) ロックボルト軸ひずみ分布形状の変化状況
取香トンネル62k780m地点(RB-3、RB-5)

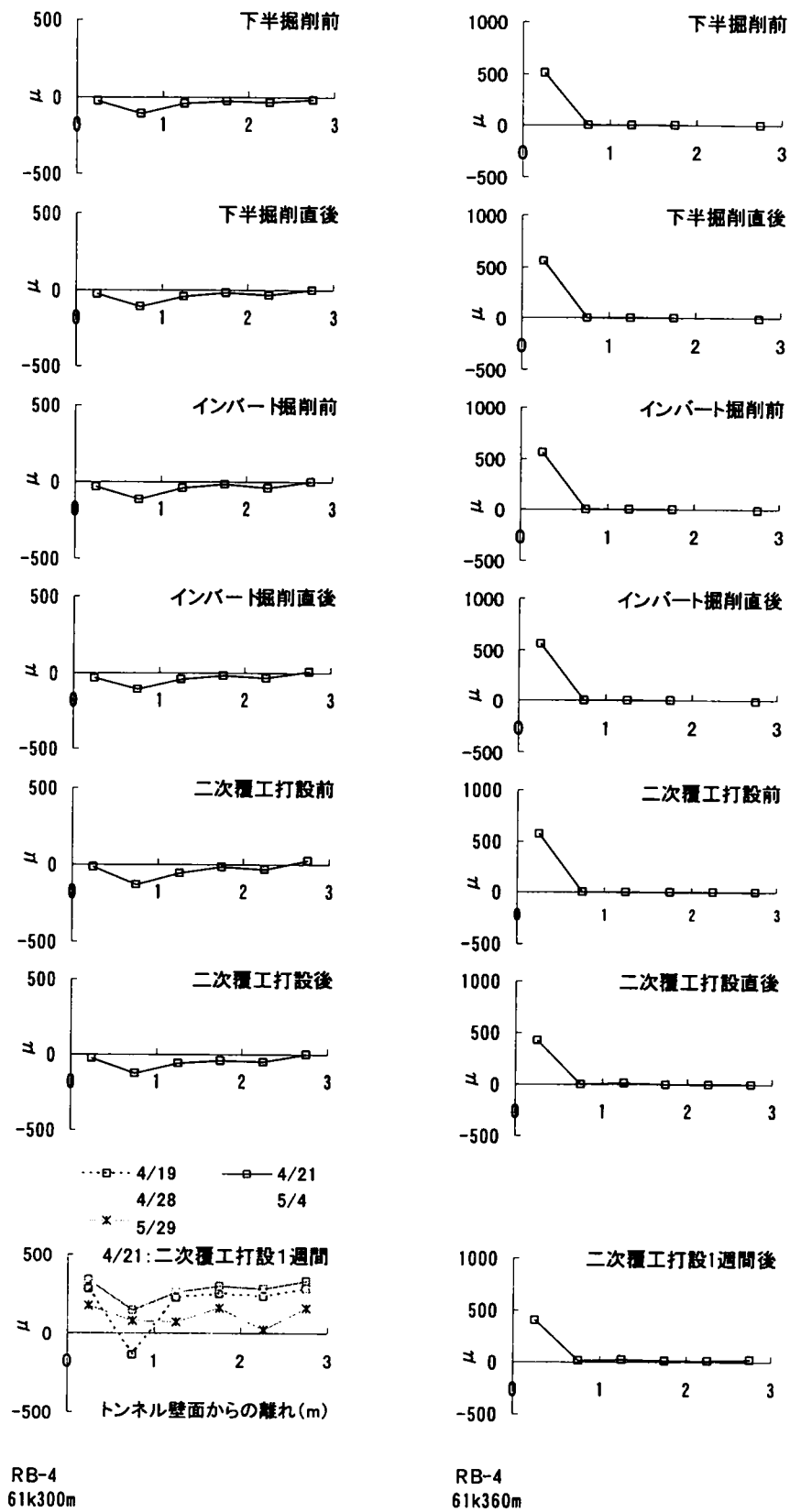


図4-30(1) ロックボルト軸ひずみ分布形状の変化状況
掘之内トンネル61k300m、360m地点(RB-4)

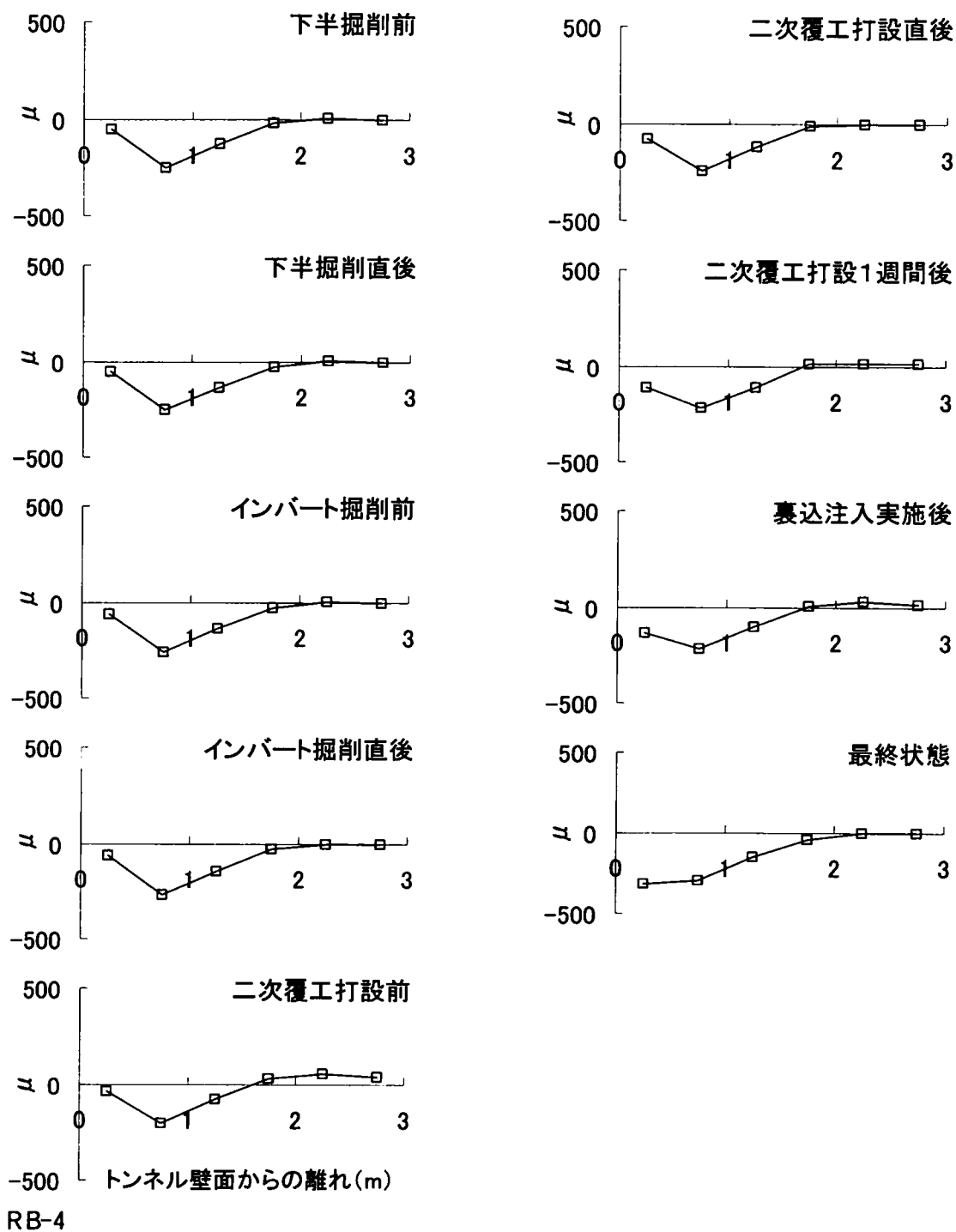


図4-30(2) ロックボルト軸ひずみ分布形状の変化状況
取香トンネル62k780m地点(RB-4)

a) 幾何学的対称位置にあるロックボルトの挙動

図4-26に示すように、ここで取り上げる幾何学的に対称な位置にあるロックボルトの組み合わせは、1) RB-1とRB-7、2) RB-2とRB-6、3) RB-3とRB-5の3組である。ここでは、3つの計測地点ごとに、幾何学的に対称な位置に打設されたロックボルトの挙動を整理し、その特性を明らかにする。

①堀之内トンネル61k300m地点

1) RB-1とRB-7

下半通過直後のひずみ分布には、若干の相違が見られるものの、インバート掘削前には類似の分布形状を示すようになる。インバートの通過に伴い双方とも一時的に全体的に引張が増大し、以後、次第に引張が減少する。減少量はトンネル壁面付近が大きい。しかし、二次覆工打設直前のひずみ分布形状は引張の減少度合いが異なるため、同様の分布形状とはならない。

二次覆工の打設に伴い、RB-1ではひずみ分布形状、絶対値とも、ほとんど変化せず、その後の変化もほとんど見られない。なお、RB-7は、二次覆工打設時に電氣的故障が発生し以後の測定値は得られていない。

2) RB-2とRB-6

上半の通過に伴い、双方のロックボルトとも全体に引張ひずみの分布が発生するが、RB-6では、分布形状として凹凸が大きい。また、下半の接近、通過により、さらに、引張ひずみが増大するものの分布形状は変化しない。

インバートの通過にあたっては、双方とも、影響をあまり受けないが、RB-2では、引張ひずみの大きいトンネル壁面付近の測点で引張の減少が見られる。二次覆工打設時には、RB-2で測点の一部に電氣的故障による測定値の欠除があるものの双方とも、全体的な引張ひずみの減少が見られ、以後、元の分布に戻り、その後、ほとんど変化しないと推定される。

3) RB-3とRB-5

上半の通過に伴って発生するひずみの分布形状、絶対値ともに、RB-3、RB-5は対照的な状況を示す。ここで発生するひずみ分布は、RB-3が地形的に斜面の山側の地山の変形特性を反映して引張側に、RB-5は谷側の地山の変形特性を反映し圧縮側の分布となっている。しかし、双方とも、下半の接近、通過に伴う影響はほとんど受けず、ひずみ分布形状、絶対値ともほとんど変化しない。

一方、インバートの通過に対しては、RB-5でわずかに圧縮ひずみの全体的な増加が見られるものの、RB-3ではほとんど変化しない。さらに、二次覆工打設時には、ひずみ分布、絶対値ともに大きな変動が見られ、双方のロックボルトで、打設後に一旦、引張ひずみが全体的に減少、あるいは、圧縮ひずみが増大する。しかし、次第に、打設時とは逆の変動が生じ、元のひずみ分布形状に回復するようになる。この回復現象は、RB-5で顕著で、当初、全体がほぼ圧縮ひずみの分布であったものが引張ひずみの分布に変わるものの、分布形状としてはほとんど変化していない。

以上のことから、3組のロックボルトの挙動の対称性を各施工段階ごとに評価すると、表4-12のようになる。RB-1とRB-7およびRB-2とRB-6の2つの組において極めて良好な挙動の対称性が認められる。一方、RB-3

表4-12 対称位置に打設された
ロックボルト挙動の対称性

堀之内トンネル61k300m地点

施工段階	RB-1 & RB-7	RB-2 & RB-6	RB-3 & RB-5
上半の進行		○	×
下半の接近通過	○	○	○
インバート通過	○	○	△or○
二次覆工の打設		○	○
長期的時間経過		○	○

とRB-5の組では、全体的な地山の変形が地形の影響（急斜面）を反映して、上半の進行に伴い対称的な挙動となって現れてくるものの、各施工による影響としては良好な対称性が認められる。

全体としては、幾何学的に対称な位置に打設されたロックボルトには、概ね挙動の対称性が認められ、各施工段階でのその挙動は、ロックボルトの挙動として定性的な挙動と言えると思われる。

②堀之内トンネル61k360m地点

1) RB-1とRB-7

RB-1では下半の通過に伴い全体的に引張ひずみの分布になるが、RB-7の発生ひずみ量は非常に小さい。インバートの通過に対しては、双方ともわずかに引張ひずみの増加が見られるものの、次第に引張が減少しトンネル壁面部が圧縮状態に変化していく。二次覆工打設時には、双方ともほとんど影響を受けない。

2) RB-2とRB-6

上半通過に伴い、双方ともに概ね圧縮傾向のひずみ分布が発生するが、RB-6の絶対値は非常に小さい。下半の通過による影響はいずれのロックボルトも大きく、双方のロックボルトともに全体が引張ひずみの分布に変化し、分布形状も類似したものになる。

一方、インバートの通過によっては、分布形状、絶対値ともにほとんど変化しない。しかし、二次覆工の打設に伴い、RB-2では、全体に引張ひずみの減少が見られ、RB-6では、中央付近の測点でこの傾向が見られるものの、以後、元のひずみ分布に戻る。

3) RB-3とRB-5

上半の通過に伴って発生するひずみがほぼ圧縮ひずみである点は、双方とも同じであるが、ひずみ分布形状は異なる。下半の接近、通過により、RB-3のトンネル地山内部の測点でわずかに引張ひずみが発生し、RB-5では、全体に圧縮ひずみがわずかながら減少するという類似性が見られる。

インバートの通過に対しては、RB-3はほとんど影響を受けないものの、RB-5は壁面付近の圧縮ひずみにわずかながら増大が見られる程度であり、分布形状に影響を与えるほどではない。二次覆工の打設は、いずれのロックボルトにも大きな影響を与え、全体に圧縮ひずみが増大する。この際、RB-5では、トンネル地山内部の測点で特に顕著な増大が見られひずみ分布形状も凹凸の大きな状態となる。

3組のロックボルトの挙動の対称性を各施工段階毎に評価すると、表4-13のようになる。

いずれの組み合わせでも、61k300m地点に比べると、挙動の対称性は顕著ではない。しかし、これは、ロックボルトが施工の影響を受けることが少ない状況にあったことが原因と考えられ、最も施工の影響を強く

受けるRB-2とRB-6及びRB-3とRB-5の下半の接近、通過段階やインバート通過時に、挙動の対称性が明確に現れている。

③取香トンネル62k780m地点

1) RB-1とRB-7

下半の通過に伴い双方のロックボルトのひずみ分布は全体的に引張ひずみとなるが、RB-1では、引張ひずみの発生がトンネル壁面付近の測点に限られるのに対し、RB-7では、ロックボルト全体に渡って引張ひずみが発生する。

一方、インバートの通過に対しては、いずれのロックボルトでも全体的に引張ひずみが若干増大するものの、二次覆工打設によっては、逆に、わ

表4-13 対称位置に打設された

ロックボルト挙動の対称性

堀之内トンネル61k360m地点

施工段階	RB-1 & RB-7	RB-2 & RB-6	RB-3 & RB-5
上半の進行	△	○or△	×or△
下半の接近通過	△	○	○
インバート通過	×	○	○
二次覆工の打設	○	×or△	△
長期的時間経過	○	○	×

ずかながら全体的な引張ひずみの減少が見られる。裏込注入後にも、両方のロックボルトにもわずかながら引張ひずみの減少が見られるが、分布形状、絶対値ともほとんど変化しない。

2) RB-2とRB-6

上半の通過に伴って、双方とも全体に引張ひずみの分布が発生し、下半の接近、通過に伴い、さらに、全体の引張ひずみが増大する。

インバートの通過に対しては、RB-2では、中央付近の測点でわずかに引張ひずみの減少が見られるだけで、RB-6では、全体に引張ひずみが一旦増加し、インバート通過後は逆に減少する。これに対して、二次覆工打設に伴い、双方ともに全体的な引張ひずみの減少が見られ、さらに、時間経過とともに徐々に引張ひずみの継続的な減少が観察される。しかし、裏込注入の実施による影響は、いずれのロックボルトでも観察されない。

3) RB-3とRB-5

上半の通過により、双方ともに全体として引張ひずみの分布が発生する。さらに、下半の通過によって、いずれのロックボルトでも引張ひずみの増大が見られるが、RB-3の増大量は非常に小さい。これに対して、インバート通過時には、双方ともほとんど影響を受けないが、RB-5でわずかながらトンネル壁面付近の測点で引張ひずみの減少が見られる。

二次覆工の打設により、双方とも比較的大きな影響を受け、全体に引張ひずみが減少し、さらに、時間経過に伴いこの傾向が継続する。その後、裏込注入の影響で、双方とも引張ひずみの減少が見られ、特に、トンネル壁面付近の測点ほどその傾向が強い。

3組のロックボルトの挙動の対称性を各施工段階毎に整理すると、表4-14のようになる。一部の施工段階を除き、非常に良好な挙動の対称性が確認されている。

表4-14 対称位置に打設された
ロックボルト挙動の対称性
取香トンネル62k780m地点

施工段階	RB-1 & RB-7	RB-2 & RB-6	RB-3 & RB-5
上半の進行		○	×
下半の接近通過	○	○	○
インバート通過	○	×or△	○or△
二次覆工の打設	○	○	○
裏込注入の実施	○	○	○
長期的時間経過	○	○	△

b) クラウンに打設されたロックボルトの挙動

堀之内トンネル61k360m地点を除き、壁面近くに圧縮ひずみが発生する。堀之内トンネル61k300m地点では、下半の進行とともに、全体に圧縮ひずみが増加するが、インバート掘削、二次覆工打設の影響はほとんど受けない。しかしながら、二次覆工打設後2日程度経過するとひずみ分布

形状は変わらないものの全体的に引張ひずみが増大する。ほぼ、同様の挙動は、取香トンネル6 2 k 7 8 0 m地点でも確認されている。

取香トンネルでは、二次覆工打設後に裏込注入が実施されているが、これに伴いトンネル壁面付近の測点についても圧縮ひずみが発生する分布形状となる。これは、吹付けコンクリートと二次覆工の間に空隙が存在し、その空隙が充填されたことを示す挙動と考えられる。

これに対して、堀之内トンネル6 1 k 3 6 0 m地点では、上半の進行に伴い、トンネル壁面付近で引張ひずみが発生し、この状態は、下半の掘削、インバートの掘削の影響を受けない。わずかに二次覆工打設時に引張ひずみが減少する程度である。

(c) 挙動の再現性について

各ロックボルトの挙動について、それぞれの施工段階毎に挙動の再現性を3つの測定断面での軸ひずみの変化状況から評価すると、表4-15のようになる。

表4-15 ロックボルト軸ひずみ挙動の再現性（ショートベンチ工法）

施工段階	RB-1	RB-2	RB-3	RB-4	RB-5	RB-6	RB-7
上半の進行		△	△	×	△	△or×	
下半の通過	△	○	○	△or○	×	○	
インバート通過	○or△	○	○	○	○	○	○
二次覆工打設	○	△or×	△or○	○	△or×	△	
長期的時間経過	○or△	○	△or×	△or×	×	△or×	

上半の進行に伴う挙動としては、発生するひずみ分布が異なったり、3つの測定断面のうち、2つの断面に共通性が見られるところがあるなど、挙動の再現性は必ずしも明確ではない。

これに対して、下半の通過、インバートの通過に対する挙動では、これらの施工の影響をロックボルトが受けなかったり、影響を受けて変動する特徴が同じだったりして良好な挙動の再現性が確認されている。また、二次覆工打設に対する挙動も、下半の通過、インバートの通過と同様の傾向として、再現性が認められるものの、下半の通過、インバートの通過時の挙動に比べて再現性は弱い。

長期挙動については、3つの測定断面の測定期間が異なり、裏込注入の有無などの相違のため、再現性が認められないロックボルトが多い。

1) 曲げひずみ⁴⁾

各施工段階で得られたそれぞれのロックボルトの曲げひずみの分布状況は、図4-31～図4-34に示すとおりである。

a) 幾何学的対称位置にあるロックボルトの挙動

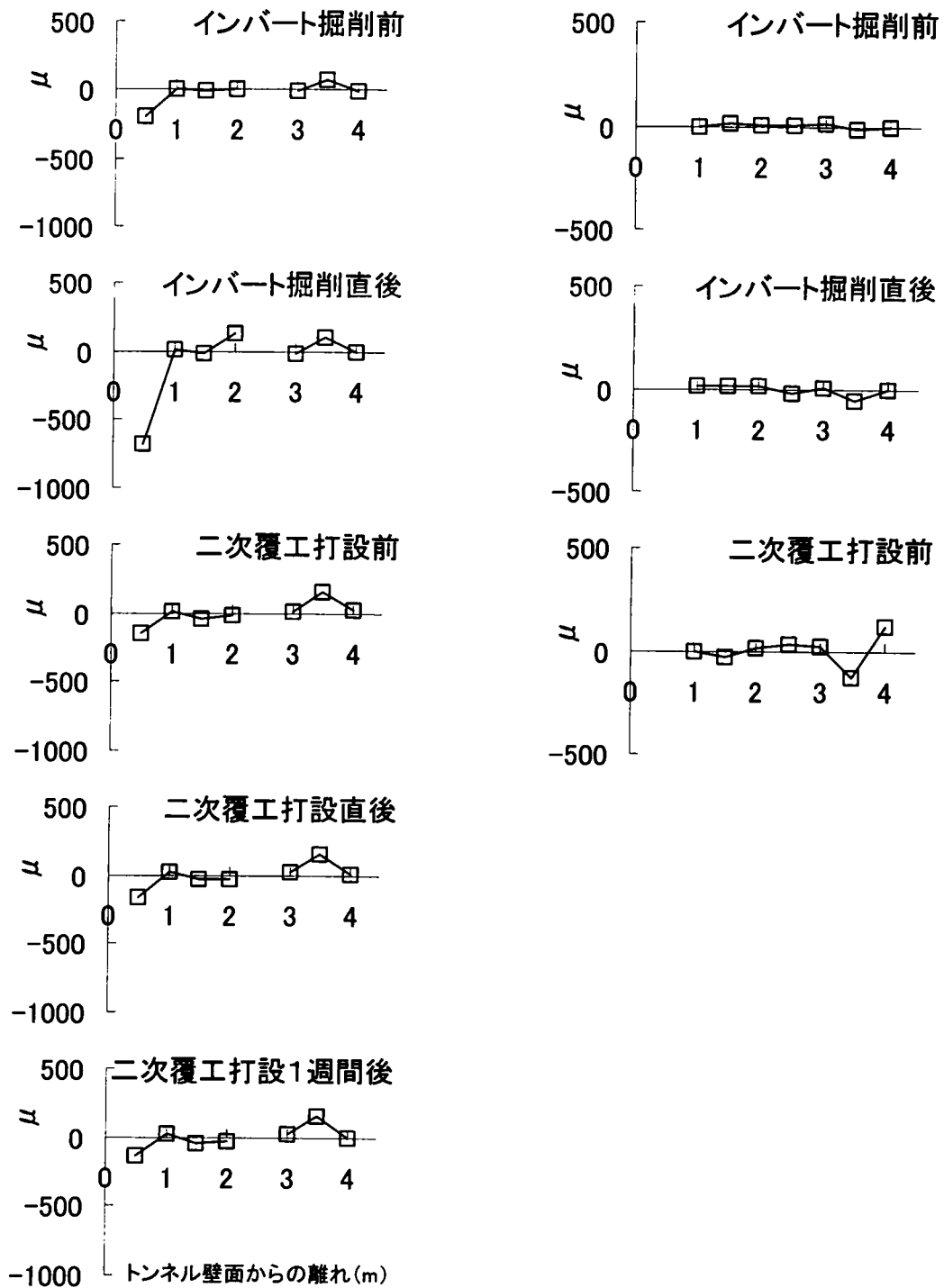
幾何学的対称位置にある測定用ロックボルトの組み合わせは、軸方向ひずみのところで示したとおりである。

①堀之内トンネル61k300m地点

1) RB-1とRB-7

下半通過後、RB-1は、トンネル壁面付近で負の曲げひずみが発生するものの、地山内部では、反対に、正の曲げが発生する分布形状を呈する。この状況は、基本的には、二次覆工打設後まで変わらないが、壁面部の負の曲げひずみは、インバートの掘削により一旦増加し、二次覆工打設前に

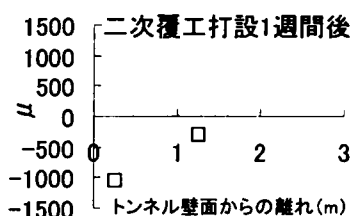
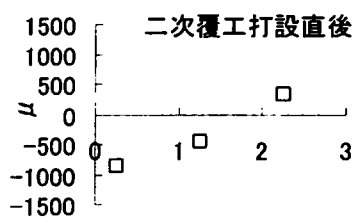
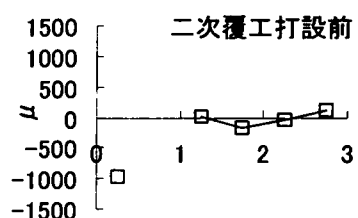
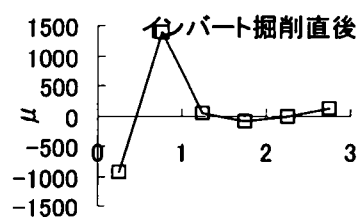
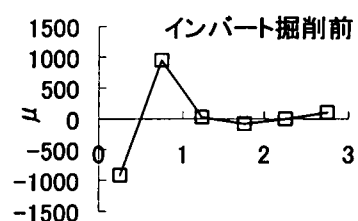
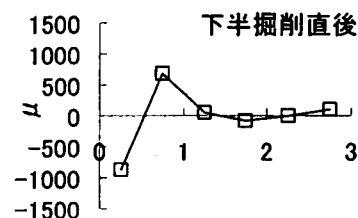
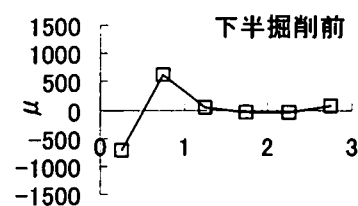
減少、二次覆工打設後再び増加する。



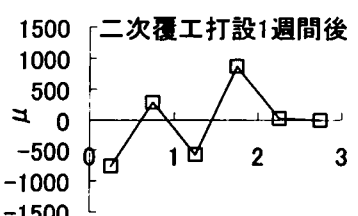
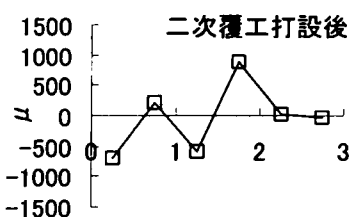
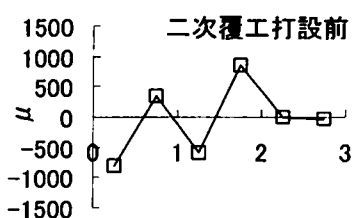
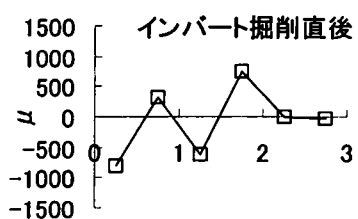
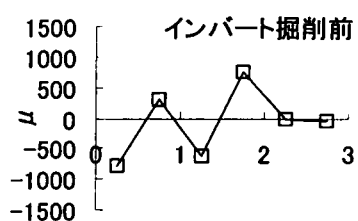
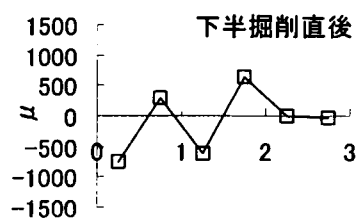
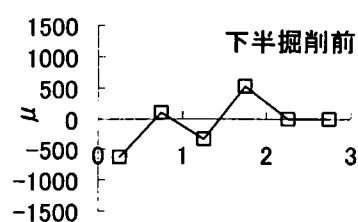
RB-1

RB-7

図4-31(1) ロックボルト曲げひずみ分布形状の変化状況
堀之内トンネル61k300m地点(RB-1、RB-7)



RB-2



RB-6

図4-3 1 (2) ロックボルト曲げひずみ分布形状の変化状況
堀之内トンネル61k300m地点(RB-2、RB-6)

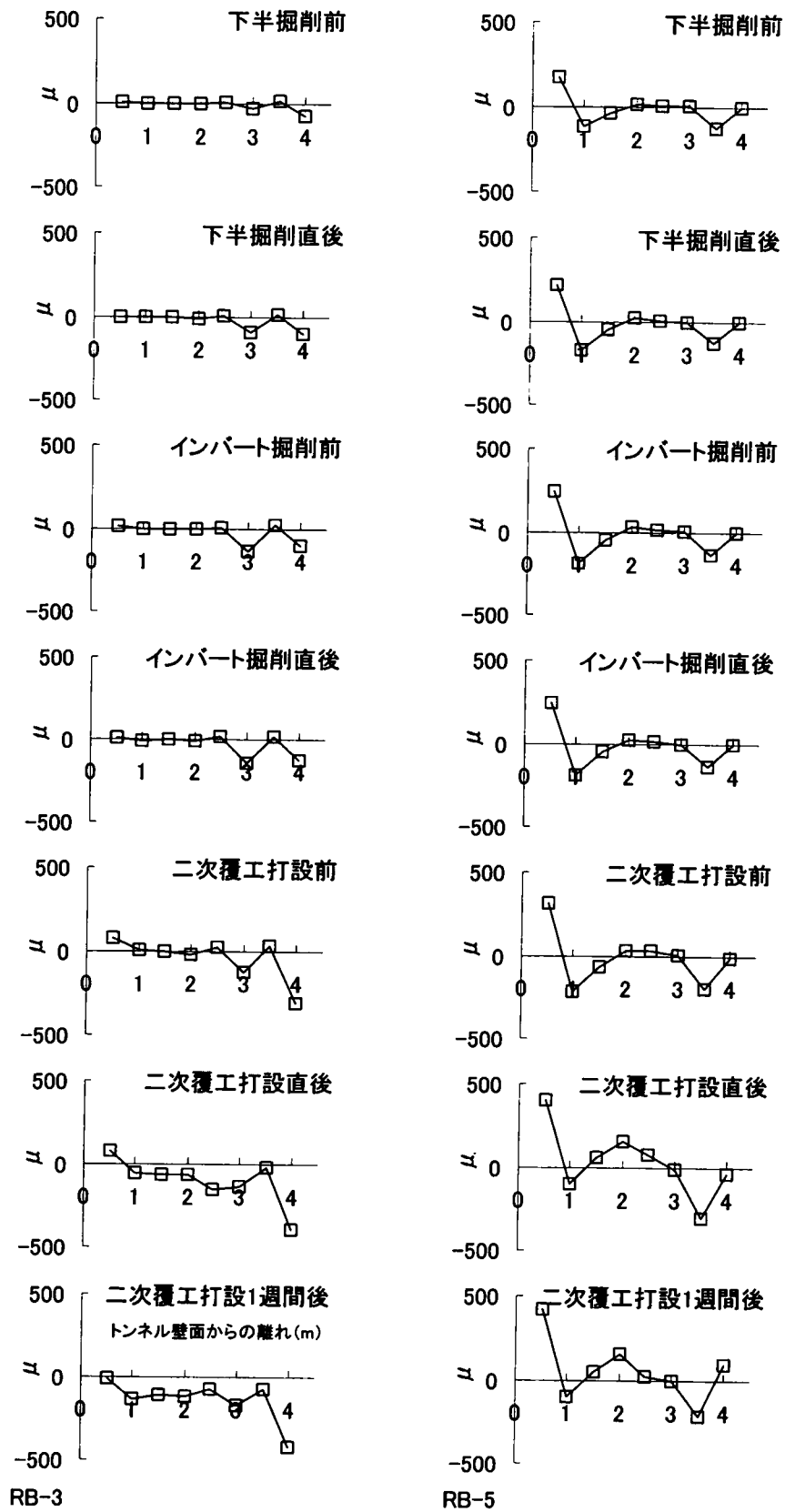


図4-31 (3) ロックボルト曲げひずみ分布形状の変化状況
堀之内トンネル61k300m地点 (RB-3、RB-5)

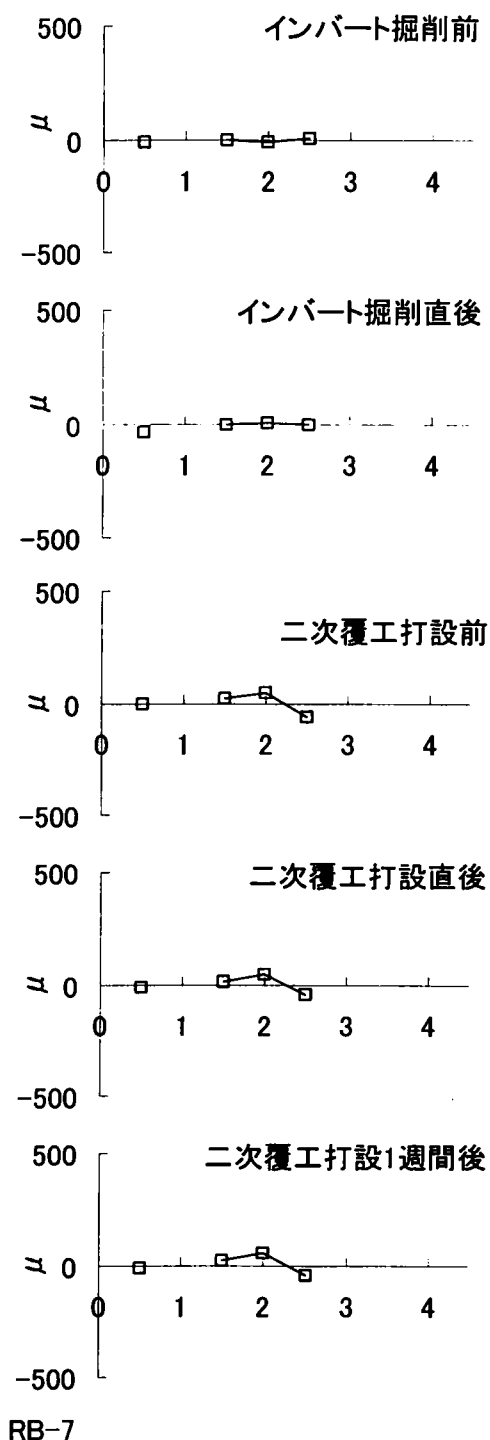
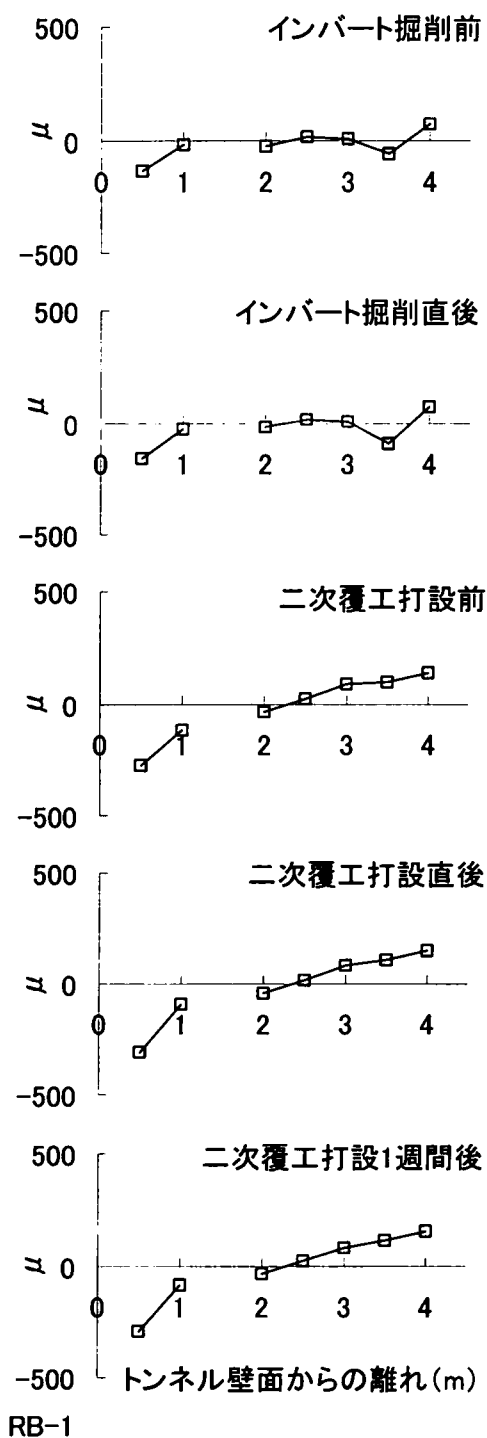


図4-32 (1) ロックボルト曲げひずみ分布形状の変化状況
堀之内トンネル61k360m地点 (RB-1、RB-7)

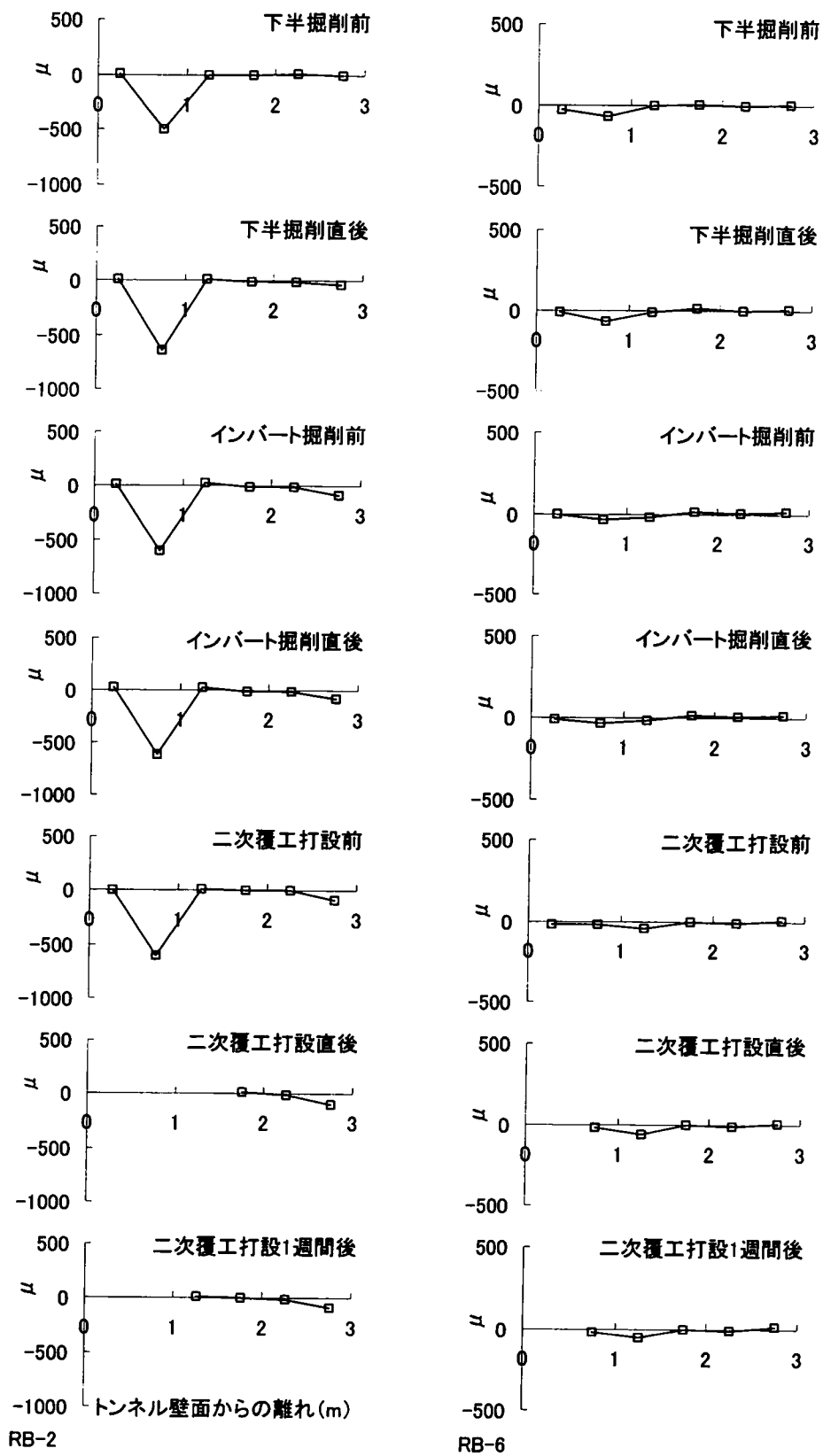


図4-32 (2) ロックボルト曲げひずみ分布形状の変化状況
堀之内トンネル61k360m地点 (RB-2、RB-6)

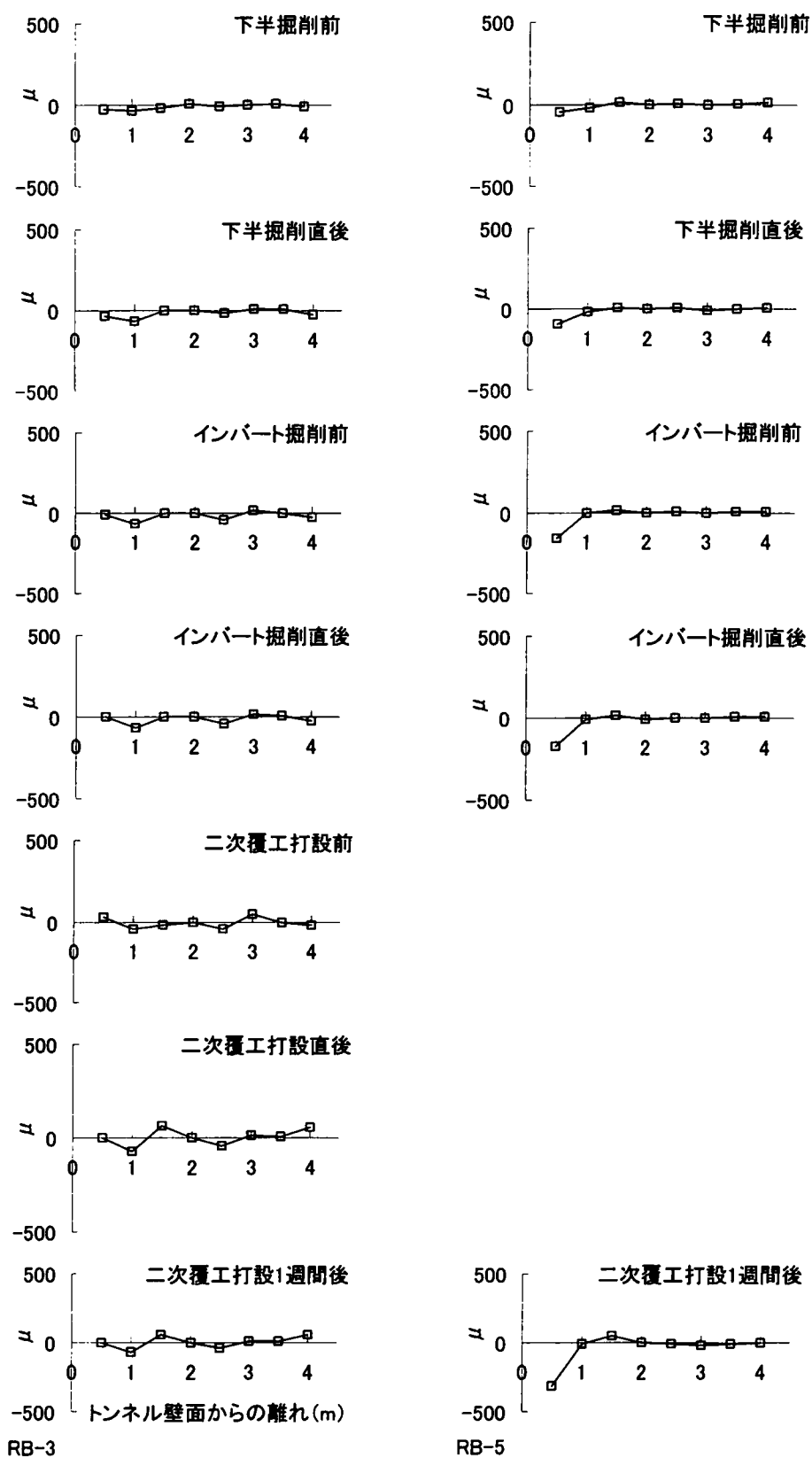


図 4-32 (3) ロックボルト曲げひずみ分布形状の変化状況
堀之内トンネル 61k360m 地点 (RB-3、RB-5)

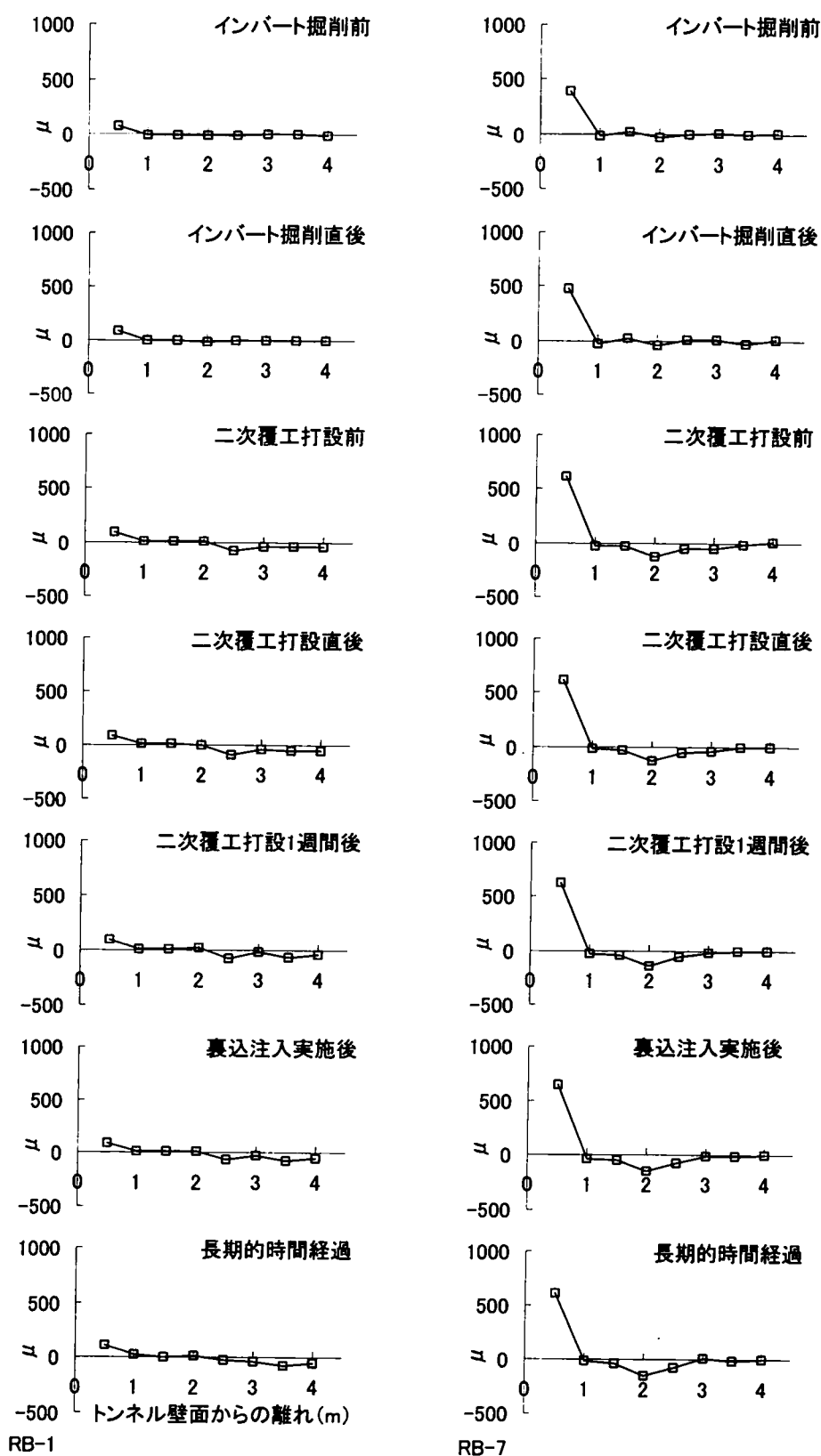
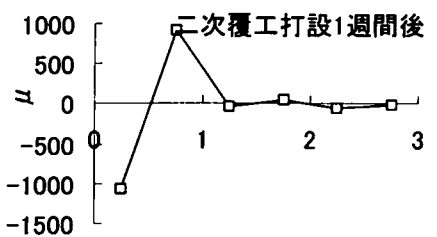
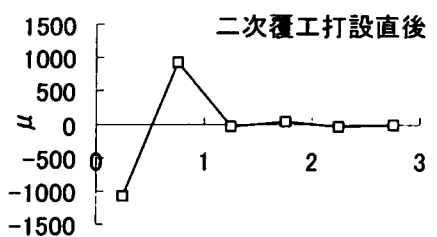
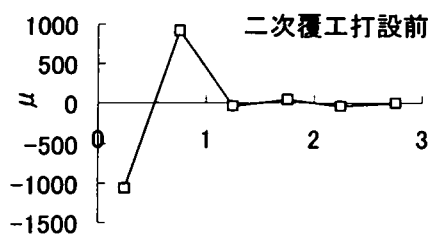
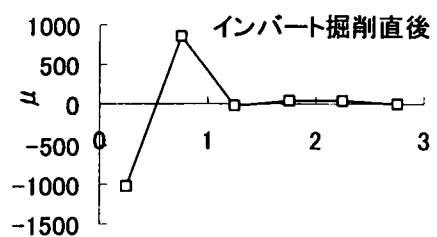
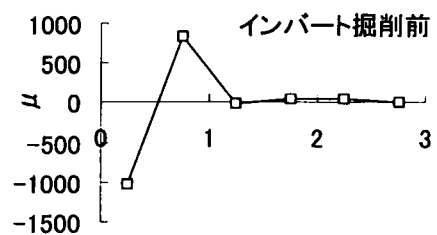
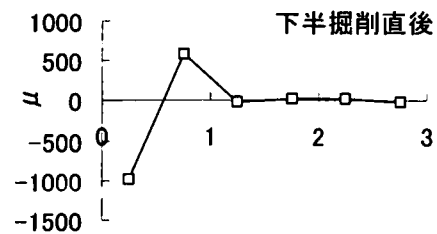
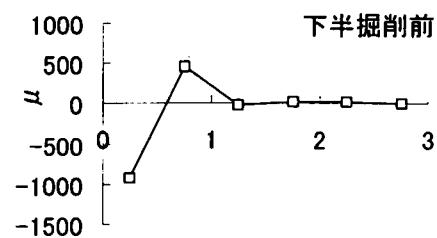
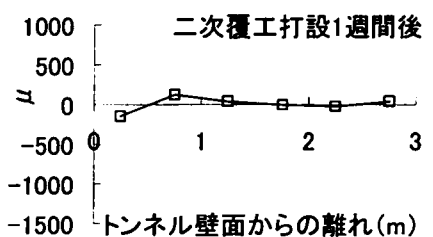
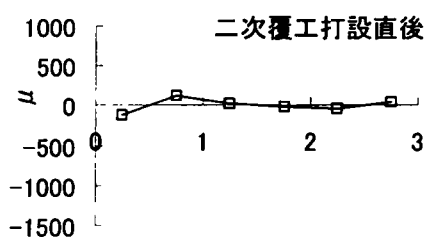
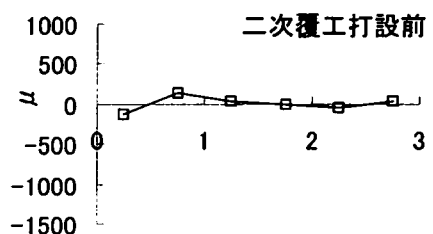
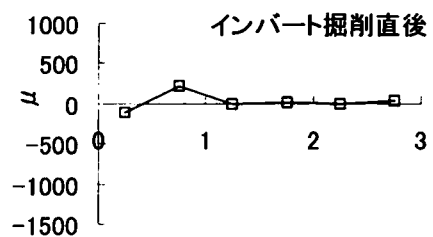
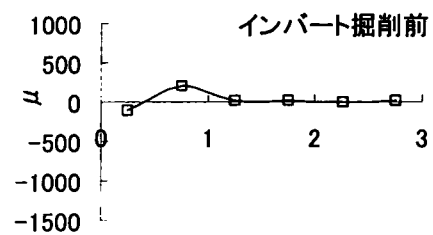
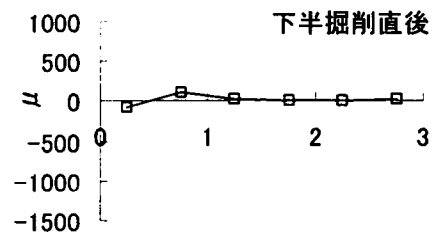
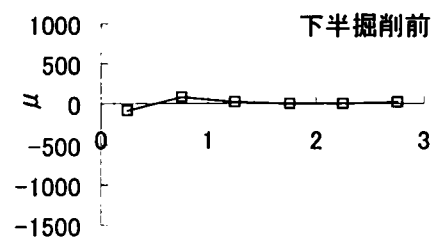
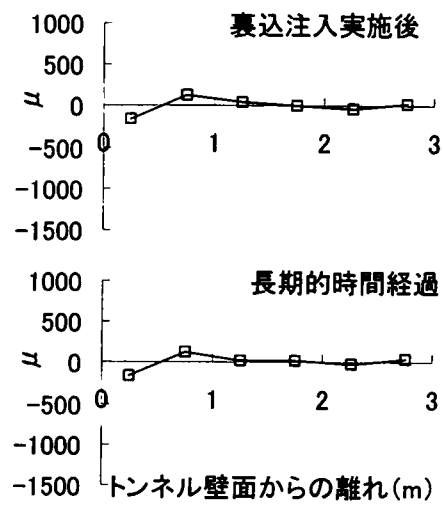
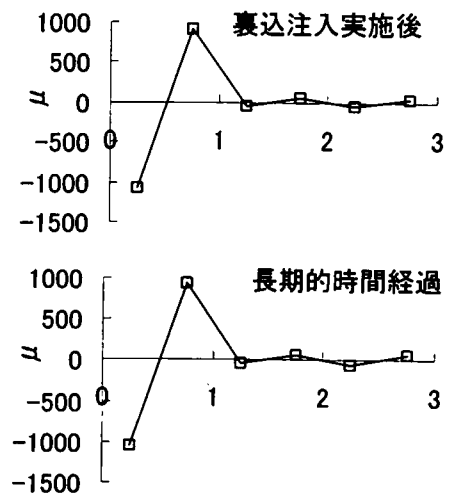


図4-33 (1) ロックボルト曲げひずみ分布形状の変化状況
取香トンネル62k780m地点 (RB-1、RB-7)



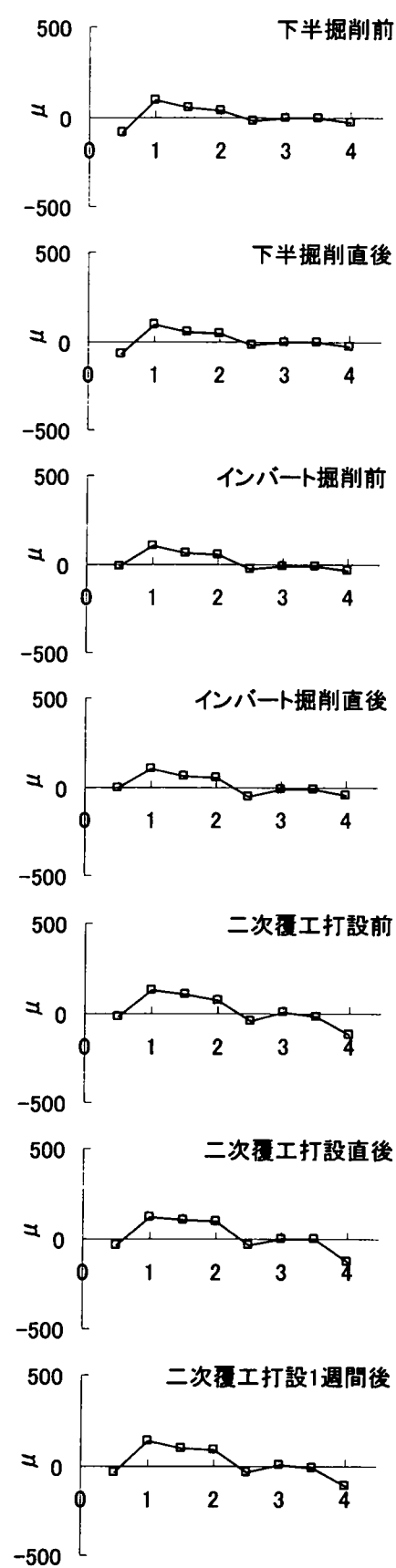
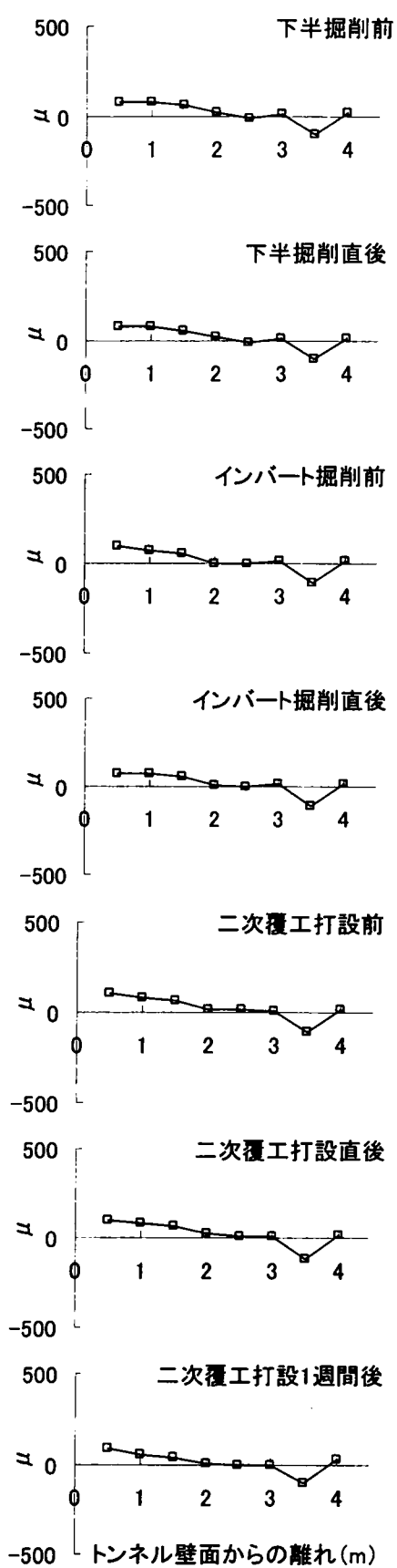


RB-2



RB-6

図4-33(2) ロックボルト曲げひずみ分布形状の変化状況
取香トンネル62k780m地点(RB-2、RB-6)



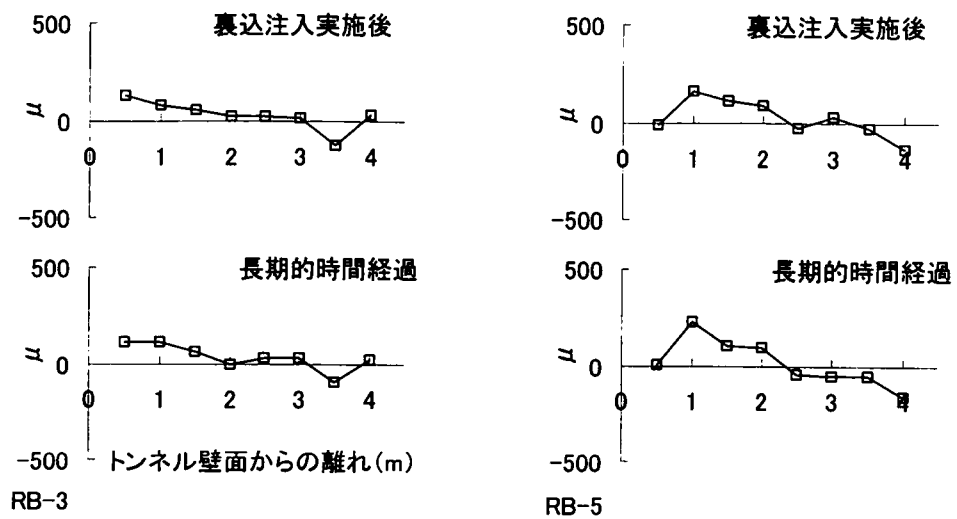
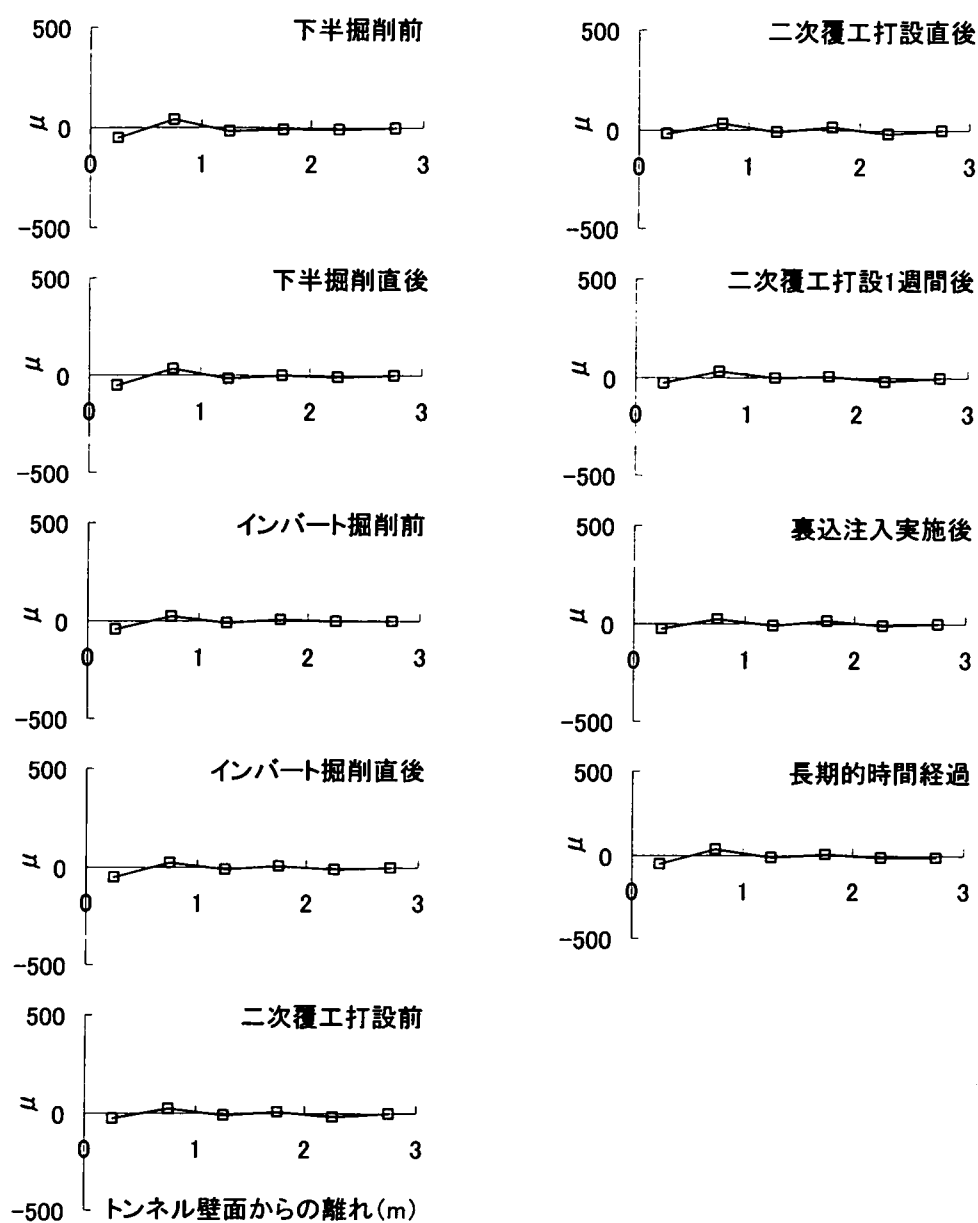
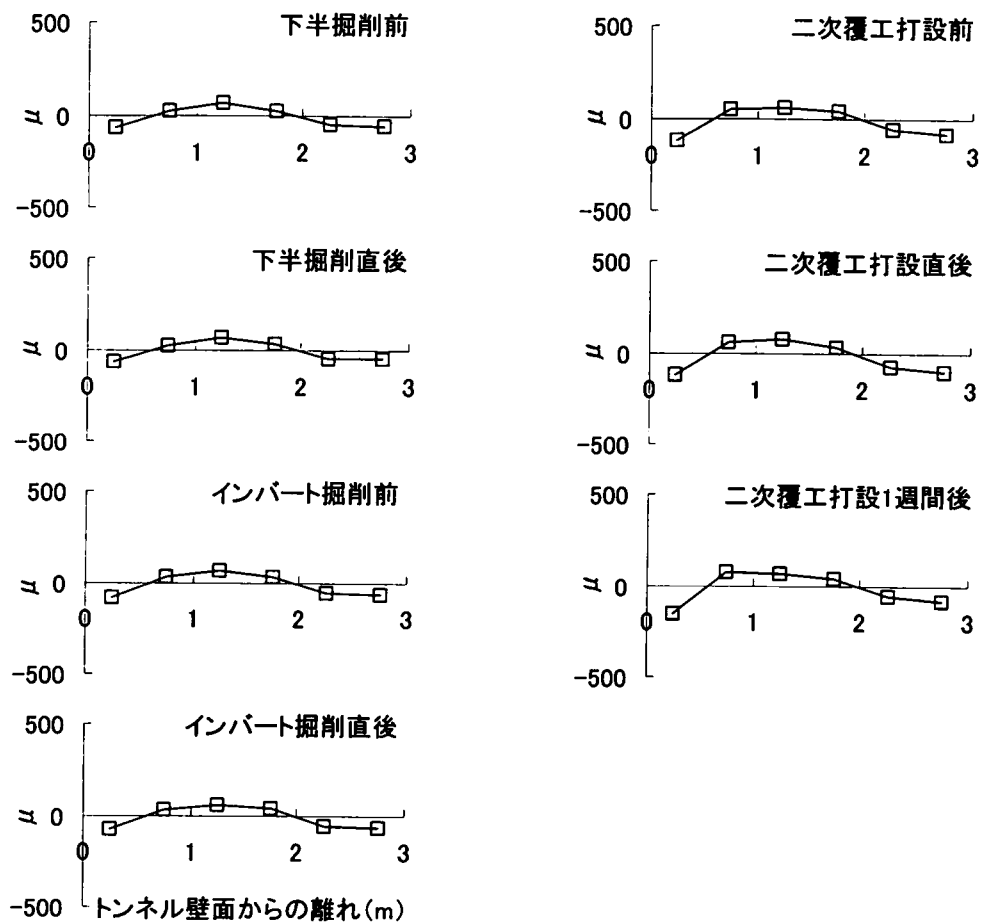


図4-33 (3) ロックボルト曲げひずみ分布形状の変化状況
取香トンネル62k780m地点 (RB-3、RB-5)



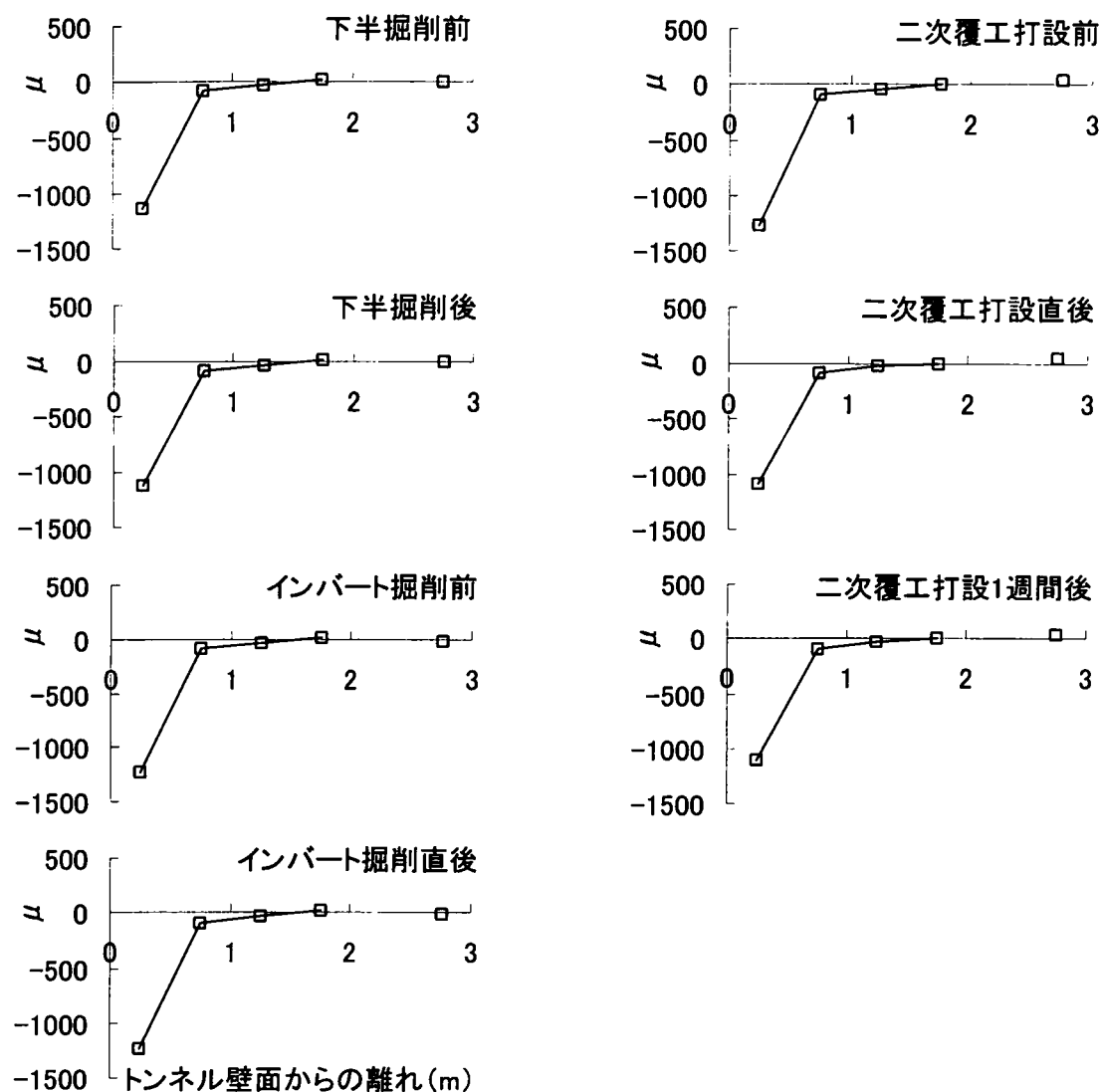
RB-4

図4-34(1) ロックボルト曲げひずみ分布形状の変化状況
堀之内トンネル61k300m、
取香トンネル62k780m地点(RB-4)



RB-4

図4-34 (2) ロックボルト曲げひずみ分布形状の変化状況
(堀之内トンネル61k300m (RB-4))



RB-4

図4-34(3) ロックボルト曲げひずみ分布形状の変化状況
堀之内トンネル61k360m地点(RB-4)

一方、RB-7は、あまり曲げひずみが発生しないが、インバート施工後、地山内部の測点で正負の曲げが発生する。

2) RB-2とRB-6

RB-2は、上半の進行、下半の通過に伴い、トンネル壁面付近で負の曲げひずみ、ロックボルト中央部手前で正の曲げひずみが発生する。逆に、RB-6は、壁面部から地山内部にゆくに従い、負、正の曲げひずみと交互に繰り返すひずみ分布となる。

また、RB-2は、下半の進行につれて壁面付近で正負の曲げがそれぞれ

増加するが、RB-6では、下半の進行、インバートの通過、二次覆工の打設によっても分布形状はほとんど変化が生じない。

3) RB-3とRB-5

RB-3は、上半の進行、下半の通過、インバートの通過時を通じて、次第に地山内部の測点に発生した負の曲げひずみが壁面近くまで広がり、増大していく。これに対して、RB-5は、壁面付近で正負の曲げひずみ、地山内部の測点で負の曲げひずみが発生し、その状況が二次覆工打設前まで続く。

いずれのロックボルトもインバート通過の影響をほとんど受けず、二次覆工打設により一番大きく影響を受けるという共通の挙動を示している。このとき、RB-3は負の曲げひずみが増大し、RB-5では中央部より壁面側で負の曲げひずみが減少し、中央部より地山内部では、逆に正の曲げひずみが増大する。

3組のロックボルトの挙動の対称性を各施工段階毎に評価すると、表4-16のようになる。明確な挙動の対称性は見られない。

表4-16
ロックボルト曲げひずみ挙動の対称性

堀之内トンネル61k300m地点			
施工段階	RB-1 & RB-7	RB-2 & RB-6	RB-3 & RB-5
上半の進行		×	×
下半の通過	×	○	×
インバート通過	×	△	○
二次覆工の打設		×	×

②堀之内トンネル61k360m地点

この測定断面では、他の2つの測定断面と異なり、トンネル縦断面内でのロックボルトの曲げひずみ状況を測定している。

1) RB-1とRB-7

RB-7は、トンネル壁面側の4つの測点が断線しているものの、地山内部の測点での曲げひずみ分布形状はインバートの通過前まで、RB-1と共通である。RB-1は、インバート掘削まで発生していた負の曲げひずみが、インバート掘削により、さらに増大する。インバート通過後は、奥の測点で正の曲げひずみが増大する。また、双方とも、二次覆工打設の影響はほとんど受けない。

2) RB-2とRB-6

RB-2とRB-6は、絶対値こそ異なるものの、極めて類似した挙動を示す。いずれも、上半の進行につれて、トンネル壁面より少し奥の測点で負の曲げひずみが発生し、下半の通過後ではほぼ完了している。また、インバートの施工によりRB-2の地山内部の測点で若干の変動がみられる。

曲げひずみの発生量としては、RB-2のほうが断然大きい。二次覆工打設後、両方のロックボルトで測定値の得られていない測点があるものの地山内部では二次覆工打設による影響はないと推定される。

3) RB-3とRB-5

発生する曲げひずみの絶対値は、双方ともに小さいが、挙動に類似性が見られない。しかし、双方のロックボルトとも、下半の通過時までは、トンネル壁面の方がそのすぐ奥の地山よりトンネル坑口側へ変形する状態を反映した曲げひずみ分布を示す。

RB-5では、上半の進行、下半の掘削、インバートの通過、二次覆工の打設を通じて、壁面部に発生した負の曲げひずみが徐々に増大していく。一方、RB-3では、正、負の曲げひずみが測点交互に発生するものの、二次覆工打設時を除き施工の影響を受けない。

3組のロックボルトの挙動の対称性を各施工段階毎に評価すると、表4-17のとおりである。RB-1とRB-7を除けば、インバート通過時までの挙動については、やや対称性のある挙動を示すと言える。

表4-17
ロックボルト曲げひずみ挙動の対称性
堀之内トンネル61k360m地点

施工段階	RB-1 &RB-7	RB-2 &RB-6	RB-3 &RB-5
上半の進行	△	○	△or○
下半の通過	×	○	△or○
インバート通過	×	○	○
二次覆工の打設	○	△or×	△

③取香トンネル62k780m地点

1) RB-1とRB-7

双方ともにトンネル壁面部分に正の曲げひずみが発生する。これに対して、地山内部にいくにしたがい、負のひずみに変わっていく分布形状を示す。この分布形状は各施工段階であまり変化しないが、この傾向は、施工段階が進むにつれて漸増する。

2) RB-2とRB-6

RB-2、RB-6いずれもRB-1とRB-7の組と同様、各施工段階における挙動は、絶対値こそ異なるものの、同じ挙動を示す。上半の進行に伴い、トンネル壁面付近に負の曲げひずみが発生し、そのすぐ奥の測点は正の曲げひずみが発生する。ロックボルト中央部から奥の測点では、正、負の曲げひずみが交互に発生する分布となる。

このような曲げひずみ分布状態は、インバート掘削前までその傾向を強めるが、それ以後あまり変化しない。したがって、インバート掘削や二次

覆工打設の影響は受けない。しかし、発生する曲げひずみの絶対値は、R B－6の方が著しく大きい。

3) R B－3とR B－5

R B－3とR B－5は、トンネル壁面部の測点を除き、ほぼ同じ挙動を示す。全体としては、壁面より少し奥の測点で正の曲げひずみが発生し、地山内部に進むにつれて負のひずみに変化していく。

R B－3では、下半の掘削、インバートの掘削、二次覆工打設の影響はほとんど受けない。これに対して、R B－5では、施工段階の進行につれて、正負それぞれの曲げひずみが少しずつ増加し、この分布形状が強くなる傾向が見られる。

3組のロックボルトの挙動の対称性を、各施工段階毎に評価すると、表4－18のようになる。挙動全体としては、3組とも良好な挙動の対称性が確認された。

表4－18
ロックボルト曲げひずみ挙動の対称性

取香トンネル62 k 780m地点

施工段階	R B－1 & R B－7	R B－2 & R B－6	R B－3 & R B－5
上半の進行		○	×
下半の通過	○	○	○
インバート通過	○	○	○
二次覆工の打設	○	○	○
裏込注入の実施	○or△	○	○

b) クラウンに打設されたロックボルト（R B－4）の挙動（図4－34）

① 堀之内トンネル61 k 300m地点と取香トンネル62 k 780m地点の場合

堀之内トンネルでは、トンネル壁面部と地山奥で負、中央部で正の曲げひずみという分布形状が上半の進行とともに生じ、取香トンネルでは、発生する曲げひずみの値は非常に小さいものの、堀之内トンネルと共に正、負の曲げひずみが交番状に発生している。両地点ともこの分布形状は二次覆工打設後まで続き、下半の通過、インバート通過、二次覆工打設により影響をほとんど受けない。また、取香トンネルでは、裏込注入の影響もほとんど受けない。

② 堀之内トンネル61 k 360m地点の場合

上半の進行に従い、トンネル壁面部だけ負の曲げひずみが発生する。この状態は若干の値の増加は見られるものの、その状態は、下半の通過、インバートの通過、二次覆工の打設の過程を通じて変化しない。しかし、二次覆工打設前後から、壁面からもっとも遠く離れた測点で、反対に正の曲げひずみが増大してくる。この挙動はトンネルクラウン部の地山のトンネ

ル軸方向の変位の状況を明確に反映しているものと考えられる。

c) 挙動の再現性

この挙動の再現性については、前述のとおり、堀之内トンネル6 1 k 3 6 0 m地点の曲げひずみ測定方向が他の2つの測定断面と異なっているため、堀之内トンネル6 1 k 3 0 0 m地点と取香トンネル6 2 k 7 8 0 m地点における2つの測定断面での計測結果から考察する。これら2つの地点におけるロックボルトの曲げひずみの挙動の再現性を評価すると、表4－19のようになる。

上半の進行に伴い発生する曲げひずみの分布形状は、ほとんどのロックボルトで異なっており、挙動の再現性はない。しかし、下半の通過、インバートの通過に伴う曲げひずみの変化状況は、これらの施工の影響を受けない、あるいは、曲げひずみの変化傾向が同じであるといった点で挙動の再現性があると言える。

また、二次覆工打設に対しては、取香トンネル6 2 k 7 8 0 m地点では、すべてのロックボルトがその影響を受けないのに対し、堀之内トンネルでは、曲げひずみの分布形状に二次覆工の打設が大きな影響を及ぼしているロックボルトが3本（RB－2、3、5）ある。これは、堀之内トンネル6 1 k 3 0 0 m地点固有の地形的な条件に起因しているものと推定されるが、挙動の再現性は確認できない。

表4－19 ロックボルト曲げひずみ挙動の再現性（ショートベンチ工法）

施工段階	RB-1	RB-2	RB-3	RB-4	RB-5	RB-6	RB-7
上半の進行	△	○	×	×	×	○or△	△
下半の通過	×	○	△	○	○	○	×
インバート通過	×	○	○	○	△or○	○	△
二次覆工打設	○	×	×	○	△or×	○	△
長期的時間経過	○	△	△	○	△	○	△

注) これは堀之内トンネル6 1 k 3 0 0 m地点と取香トンネル6 2 k 7 8 0 m地点の比較による。

d) トンネル周辺地山の変位と曲げひずみ分布

①地山の変位状態に基づくロックボルトの曲げひずみ分布状況の予測

ロックボルトに発生する曲げは、ボルトの軸方向各点のボルトの軸線に垂直な方向の相対変位量に起因して発生する。この曲げひずみは、主として、1) ボルト打設後のこの相対変位、2) ボルト頭部の変位の拘束の程度、3) ボルト頭部の吹付けコンクリートに対する固定の程度により決まると仮定し、この3つの要素に基づいてボルトの曲げひずみ分布を考える。

仮に、1) の相対変位をトンネル壁面部とボルトの中央部の2区間に分け、2) の固定の程度を完全固定とフリーの条件で考えると、発生するロックボルトの曲げひずみ分布は、図4-35の4つのモードになる。

曲げひずみを発生させるトンネル軸線方向の地山の変位は、クラウン部では、図4-36のようにボルトの打設時までのA～Cの変位状況からDの変位状況へ移行する過程の変位差分である。この過程で発生するボルトの曲げひずみの分布形状は、図4-35で示したモード1、2となる。このモードは、基本的には、この横断面内に打設されたロックボルトのトンネル縦断面内の曲げひずみ分布に共通するパターンとなる。

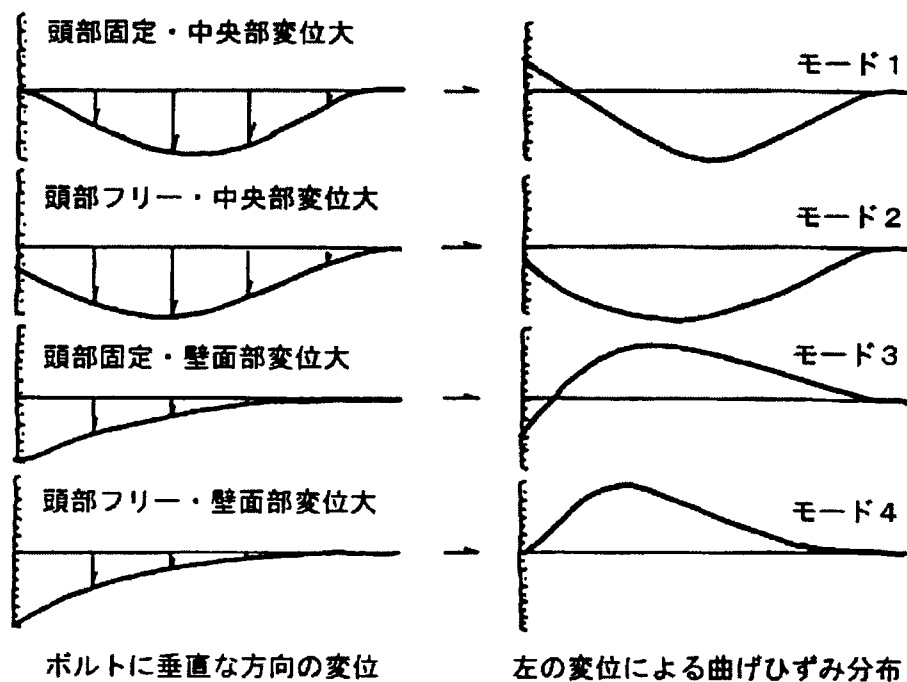


図4-35 基本的なロックボルトの曲げひずみモード

一方、土被りの浅い砂質地山においては、定性的に推定されるボルトの軸線に垂直なトンネル横断面内の周辺地山の変位から予測される曲げひずみ分布は、

ア) クラウン部：ほとんど発生しない。

イ) アーチ部、スプリングライン (S L) 部：側方地山の沈下に基づく分布。

ウ) 足下部：インバート部の隆起に基づく分布となる。

②曲げひずみの絶対値と地山の変形

トンネル縦断面内の曲げひずみは、クラウン部で最も大きな値 (1280μ) が発生している。クラウン部のロックボルトに曲げひずみを発生させる因子は、クラウン上方地山のトンネル軸線方向の変位で、この変位のトンネルクラウンから地表面までの各点での相対的な差である。

すなわち、トンネルクラウン部は、切羽や既に施工した吹付けコンクリートによる変位の拘束を受けるので、切羽の進行に伴い既掘削部のクラウン上方地山の沈下が増大するため、地表近くの地山がトンネル軸線方向に変位しやすい (図4-36参照)。この点がトンネル断面内の他の位置とは際違った違いであり、この特性を反映して、最も大きなトンネル縦断面内の曲げひずみがトンネル壁面付近に発生するものと考えられる。

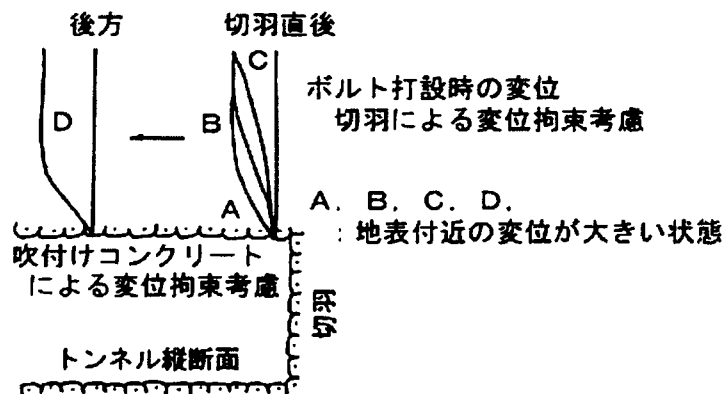


図4-36 トンネル縦断面内のロックボルトに垂直な方向の変位の移行過程 (土被りの浅い場合)

これに対して、トンネル横断面内の曲げひずみの絶対値からは、打設位置の相違やその位置での地山の変位と支保の相対的關係を明確に反映した特徴的な測定結果を得られていない。

③トンネル横断面内の地山の変位と曲げひずみ分布

曲げひずみ分布形状を決める3つの要素をロックボルトの細かな区間に適用し曲げひずみ分布を考察すると、ロックボルトの変形状態は、図4-37のようになる。ただし、ここでは、ボルトの変形量の絶対値は無視し、ボルトの変形モードと相対的な変位のみに着目して変形状態を表した。

—— 曲げひずみ分布 ——— 変形状態

(下方：鉛直下方への変形) (B4を除く)

B4 (下方：右側への変形)

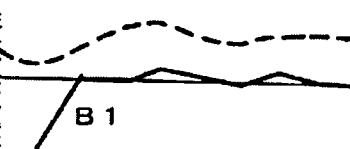
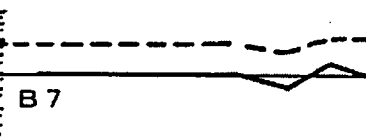
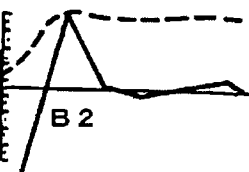
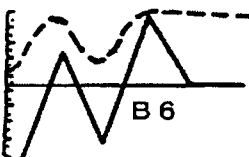
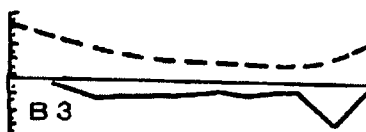
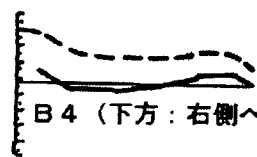
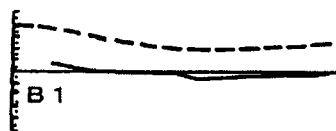
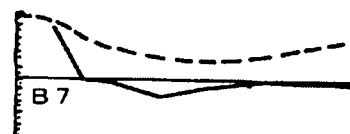
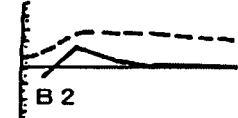
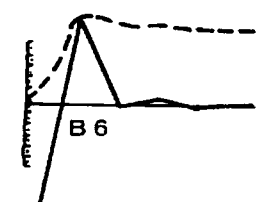
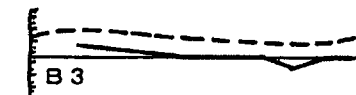
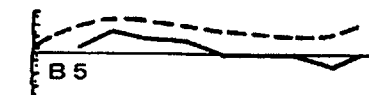


図4-37 (1) トンネル横断面内の曲げひずみとロックボルトの変形状態
(取香トンネル62k780m地点)

図4-37 (2) トンネル横断面内の曲げひずみとロックボルトの変形状態
(堀之内トンネル61k300m地点)

これにより、基本的には、前述の3つの要素の組み合わせによって曲げひずみ分布形状とボルトの変形状態の関係を求めることができることがわかる。また、堀之内トンネル61k300m地点の足下部（RB-1とRB-7）を除いて、ボルトは対称性のある変形モードを示している。さらに、主として、スプリングライン部のボルトは、トンネル壁面近くの地山の沈下に対して大きく複雑に曲がっていることがわかる。

一方、クラウン部では、地表面の平坦な取香トンネル62k780m地点でほとんど曲げひずみが発生していないものの、地表が急な傾斜をしている堀之内トンネル61k300m地点では、クラウン部より地表面付近の方が斜面に沿って大きく変位している状況を反映したボルトの変形モードが現れている。

④トンネル縦断面内の地山変位と曲げひずみ分布

③と同様にロックボルトの変形状態は、図4-38のようになる。これによれば、クラウン部とスプリングライン位置の片方（RB-2）を除いて、ボルト頭部と先端部で相対変位があまり発生していない。また、ボルトの変形状態が、クラウン部以外では、図4-36で予測した状況を示しており、ボルト頭部の固定程度は大きくないと考えられる。

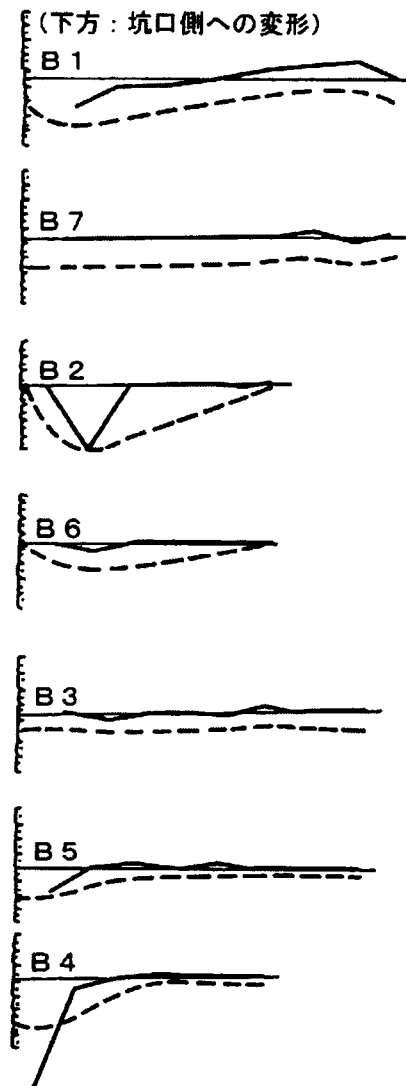


図4-38 トンネル縦断面内の曲げひずみとロックボルトの変形状態
(堀之内トンネル61k360m地点)

(3) まとめ

ロックボルトひずみの計測結果をまとめると、次のようになる。

- a) 発生した軸方向ひずみは、打設位置と打設手順に基づくと考えられる相違が見られるものの、一部を除き、ロックボルトの許容応力に相当するひずみよりも大きくなっていない。また、1本のロックボルトに発生する圧縮ひずみと引張ひずみの絶対値の差は、地形上の条件が大きく影響していると考えられ、地表が平坦な場合には、地山の変形が単調なことからこの差が大きくなっている。一方、傾斜地形においては、ロックボルトの施工手順と地山の変形に応じた変形を示すことから、この相違は小さくなっている。
- b) トンネル横断面内の曲げひずみは、地表が平坦な場合、トンネル断面形状に起因する足元部に大きな値が発生する。一方、傾斜地形においては、特に平坦地形の場合のような特徴は見られず、打設したロックボルトすべてに比較的大きな値が発生する。これに対して、トンネル縦断面内のひずみでは、クラウン部のロックボルトにおいて、最も大きな曲げひずみが発生する。この曲げひずみの大きさには切羽位置と打設位置の関係、切羽の変位拘束効果の程度や既掘削部の地山の沈下量の大小などが大きく影響していると考えられる。
- c) 幾何学的対称位置に打設されたロックボルトのひずみについては、次のようになる。

1) 軸方向ひずみ

足元部（RB-1とRB-7）に打設されたロックボルトは、地表面が平坦な場合には、インバート掘削の影響をあまり受けない。また、二次覆工の打設に対しても、地表が平坦でも、傾斜地形であっても直接的な影響はほとんど受けないものの、長期的な時間経過に伴い、引張ひずみの減少、または圧縮ひずみの増大傾向が進行する場合がある。

スプリングライン部に打設されたロックボルト（RB-2とRB-6）は、地表面の状況に関係無く、インバート掘削の影響をほとんど受けない。しかし、下半掘削によって、引張ひずみがロックボルト軸方向全体にわたり増大する。また、二次覆工の打設に対しては、影響を受けないか引張ひずみが減少する。この減少量は地表面が傾斜しているところで大きい。

アーチ部に打設されたロックボルト（RB-3とRB-5）は、地表面形状に関係なく、下半掘削、インバート掘削、二次覆工打設の影響をほとんど受けない場合が多い。一方、二次覆工打設後の時間経過に伴い、極端な変化を示す場合があるが、全体としては、地表面形状に関わらず、圧縮ひずみが増加あるいは引張ひずみが減少する傾向を示す。

クラウン部に打設されたロックボルト（RB-4）は、地表面形状とは無関係に、下半掘削、インバート掘削、二次覆工打設の影響をほとんど受けない。

軸ひずみ分布の対称性については、かなり良好であるが、慎重な手順で施工を行った今回の場合も、対称性を示さない箇所がいくつか見られることから、地山の変形に対する施工の時期、施工精度によっては、この対称性が急激に失われるものと推定される。

また、軸ひずみの発生状況の再現性については、施工の影響を受けて、ひずみに大きな変動が発生する位置では、挙動の再現性は確認されなかったが、施工の影響を受けないという点での再現性は良好であった。

2) 曲げひずみ

トンネル横断面内の曲げひずみについては、次のことが言える。

- ①足元部に打設されたロックボルトは、地表面が平坦なところでは、発生するひずみ分布の対称性が認められるものの、傾斜地形のところでは確認されなかった。また、地表面が傾斜している場合、トンネル壁面部の円周方向の変位の方が、地山内部に比べて大きい状況を反映した曲げひずみが発生することがあるのに対し、地表面が平坦な場合には、トンネル壁面より地山内部でのトンネル円周方向の変位が大きいことを反映したひずみ分布が発生している。これは、ロックボルトが吹付けコンクリートを含むトンネル支保と地山の相互作用によって生じた地山の変位の状況に応じた挙動をしているためであると考えられる。また、この位置に打設されたロックボルトは、地表面が傾斜している山側のボルトでインバート掘削の影響を受けるものの、他はインバートの掘削、二次覆工の打設、裏込注入の影響は、あまり受けないと考えられる。
- ②スプリングライン部に打設されたロックボルト（RB-2とRB-6）は、他のロックボルトに比べ特徴的な曲げひずみの発生が見られる。すなわち、わずか50cmの測点の離れで1000 μ を越える大きなひずみ差が生じていることである。特に、地表面が傾斜している場合には、発生ひずみ量も大きく、その分布形状も複雑になっており、インバートの掘削、二次覆工の打設による影響も山手側（RB-2）で顕著となる。一方、地表面が平坦な場合は、これらの施工段階の影響もほとんど受けない。また、トンネル壁面付近から地山内部に向かって、地山の鉛直変位が相対的に小さくなる傾向を反映した単純なひずみ分布が発生する。
- ③アーチ部に打設されたロックボルト（RB-3とRB-5）の曲げひずみは、下半掘削、インバート掘削、二次覆工打設の影響をあまり受けな

い。一方、地表面が傾斜している場合には、山手側（RB-3）では、トンネル壁面部よりも地山内部の方が大きな鉛直変位が発生していることを反映したひずみ分布を呈するが、川手側（RB-5）は、斜面の影響とトンネル掘削の両方の影響を受けた複雑な地山の動きを反映したひずみ分布となると考えられる。

④クラウン部に打設されたロックボルト（RB-4）は、地表が平坦な場合には、ほとんど曲げひずみは発生しない。一方、地表面が傾斜している場合には、ロックボルト頭部での地山の水平変位拘束効果は小さいものの、ロックボルト中間部で山手側からの水平変位が相対的に大きい状況を反映したひずみ分布となる。また、トンネル縦断面内の曲げひずみについては、次のことが言える。

⑤足元部、スプリングライン部、アーチ部、クラウン部いずれに打設されたロックボルトも、下半掘削、インバート掘削、二次覆工打設の影響によりひずみ分布形状が大きく影響をうけることはない。一般的な傾向としては、時間の経過につれて、トンネル壁面近傍よりもさらに地山内部で曲げひずみに変動が生じている。また、トンネル縦断面内の曲げひずみは、ロックボルト打設時点までの地山の変位と打設後の切羽の進行に伴って発生すると予想される地山内の変位状況を反映した分布形状を示していることから、挙動の対称性も再現性も良好と判断される。

d) トンネル周辺地山の変位と曲げひずみ分布の関係については、次のことがいえる。

- 1) スプリングライン付近で水平方向に打設したロックボルトには、横断面内の大きな曲げが発生する。一方、縦断面内では、クラウン部とスプリングライン部のロックボルトに大きな曲げが発生する。
- 2) ロックボルトは打設前、打設後の地山の変位状態に応じて複雑に曲がり土被りの浅い場合でも降伏することがある。
- 3) 発生する曲げひずみの分布は、主として、①ボルト打設後のボルト軸線上の各点のボルトに垂直な方向の相対変位、②ボルト頭部の変位の拘束の程度、③ボルト頭部の吹付けコンクリートに対する固定の程度の3つの要素で表現できる。
- 4) 曲げひずみ分布を上記3つの要素について分析することにより、ボルトの変形と地山の微妙な変位状況がわかる。
- 5) 曲げによるボルトの降伏は、ボルトと地山の付着状態に悪影響を及ぼし、ボルトの機能を損なうことになりかねないことから、ボルトの軸

線に垂直な方向の地山の変位が発生する条件下でのロックボルトの設計にあたっては、その打設方向と打設数量に注意を払う必要がある。したがって、設計に際しては、ボルトの打設時期までの地山の変位状況とそれ以降発生すると予想される変位状況に応じたボルトの打設方向の設定が必要である。

2-3 鋼製支保工の挙動^{1) 2) 5)}

(1) 現場計測

現場計測器と設置位置は堀之内トンネルと取香トンネル共に同一であり、ひずみゲージを図4-39、図4-40に示すように鋼製支保工に貼付して測定を行っている。ここでは、設計上、鋼製支保工が上半断面に対してだけ設置することになっているため、計測点も上半断面に限られている。

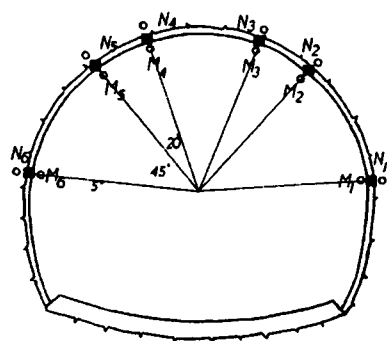


図4-39 鋼製支保工計測器配置図
(堀之内トンネル 61k300m、360m
地点、取香トンネル 62k780m 地点)

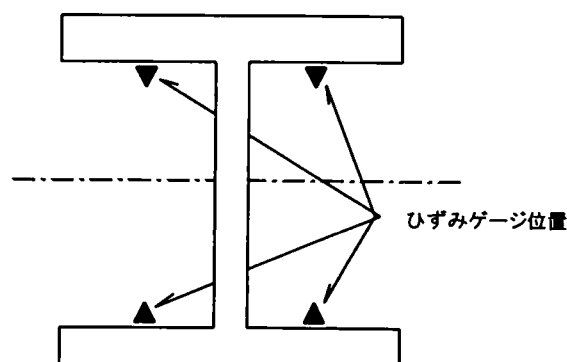


図4-40 ひずみゲージ貼付位置
(堀之内トンネル 61k300m、360m 地点、
取香トンネル 62k780m 地点)

(2) 軸方向応力

(a) 発生応力の絶対値

各測定断面の発生応力の絶対値は表4-20に示すように、鋼製支保工1本の軸力に換算して、取香トンネル62k780m地点では460kN（ひずみ値738 μ ）程度、堀之内トンネル61k300m地点では220kN（ひずみ値352 μ ）、同61k360m地点では346kN（ひずみ値583 μ ）程度である。この値は、125Hの鋼製支保工（SS400）の破断強度に対しては38%以下、仮設材としての許容軸力に対しては30～66%となっており、応力的には十分安全な値となっている。

表4-20
鋼製支保工軸方向ひずみの最大値
(単位： μ)

測定位置	堀之内トンネル		取香トンネル
	61 k 300 m	61 k 360 m	62 k 780m
N 1	233 -71	274 —	460 —
N 2	—	382 —	496 —
N 3	(201) —	512 —	541 —
N 4	352 —	583 —	549 —
N 5	272 —	414 —	553 —
N 6	—	(195) —	738 —

記号：正は圧縮、負は引張を示す。

() は計測器が異常状態になるまでの途中段階での最大値を示す。

る。

一方、最大軸力の発生位置は、取香トンネル62k780m地点では、足元部（N6）であるのに対し、堀之内トンネル61k300m、同360m両地点では、クラウン近傍（N4）となっている。また、堀之内トンネルにおける測定期間は地山が完全に安定するまでの期間より短い、最大軸力が発生する施工段階は、取香トンネル62k780m地点と堀之内トンネル61k360m地点では裏込注入後の地山安定状態の段階であるのに対し、堀之内トンネル61k300m地点では、インバート通過時となっている。逆に、発生軸力が最も小さいのは3地点とも足元部（N1）となっている。発生軸力の絶対値としては多少の相違はあるものの、クラウン部、アーチ部、足元部の対称位置にある測点で類似した値となっていることから、対称性が認められると判断される。

(b) 応力変化と施工手順

各施工段階で得られた鋼製支保工の軸力の変化状況は、図4-41～図4-46に示すとおりである。

1) 上半の進行

上半の進行に対しては、取香トンネル62k780m地点をはじめ3つの断面ともアーチ、クラウン部の軸力の増大が大きく、足元部の軸力はあまり増えないという共通の挙動を示し、発生する絶対値についてもクラウン部、足元部それぞれの部分ではいずれの断面でも類似した値を示している。

増減の傾向は、アーチ、クラウン両部分では、上半の進行と共に暫時増大し、切羽が0.5D程度進行した時点で概ね収束する傾向を示すが、足元部では増大傾向も小さく、収束傾向が明確でないところもある。

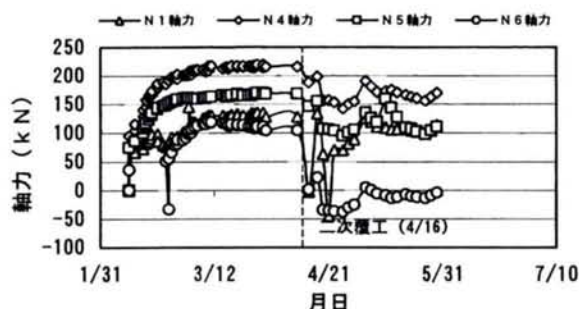


図4-41 鋼製支保工軸力の変化状況
(堀之内トンネル 61k300m地点)

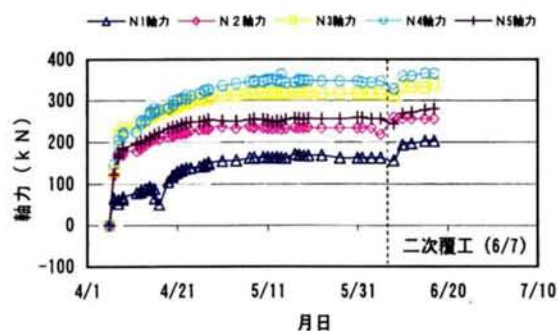


図4-42 鋼製支保工軸力の変化状況
(堀之内トンネル 61k360m地点)

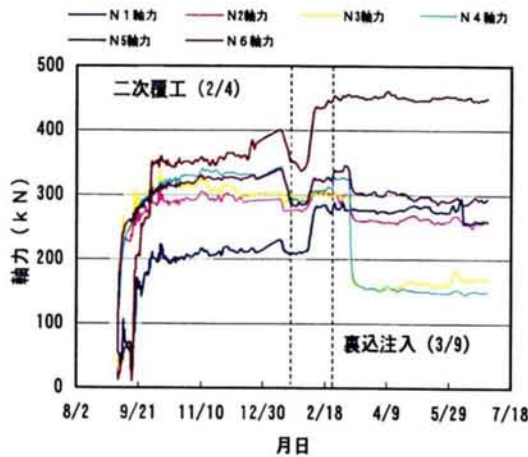


図4-43 鋼製支保工軸力の変化状況
(取香トンネル 62k780m地点)

2) 下半の接近、通過

下半の接近に伴い、3つの断面とも足元部の軸力は大きく減少し、下半通過時にはそれまで発生した軸力の1/7～2/3程度になってしまう。一方、クラウン部は下半の接近、通過による影響はほとんど受けず、軸力の漸増が緩やかに続く。

一旦急激に減少した足元部の軸力も、下半切羽の進行に伴い回復し、堀之内トンネルの2断面では下半切羽接近前の状態に戻り、さらに漸増する。取香トンネル62k780m地点では、足元部の軸力の回復が急激である。

3) インバートの通過

取香トンネル62k780m地点では、インバート通過の影響は足元部にとどまり、アーチ部やクラウン部では、軸力の増大が続く。しかし、クラウン部のこの増大傾向は早期に定常化する。これに対し、堀之内トンネル61k300m、同61k360m両地点ではインバート通過の影響は足元部、クラウン部ともあまり受けず、それまでの漸増傾向が持続され、次第に定常化する。

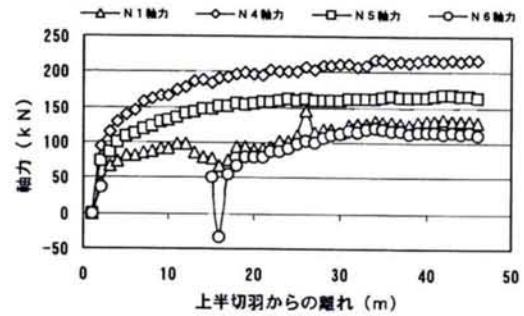


図4-44(a) 鋼製支保工軸力の変化状況
(堀之内トンネル 61k300m地点)

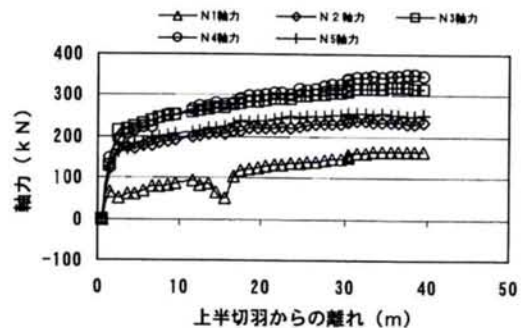


図4-44(b) 鋼製支保工軸力の変化状況
(堀之内トンネル 61k360m地点)

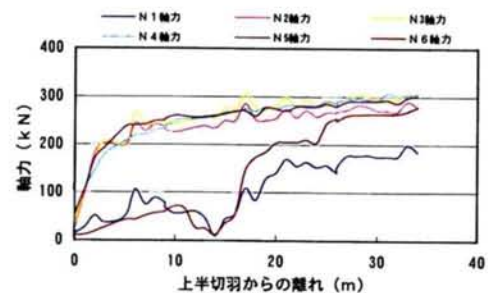


図4-44(c) 鋼製支保工軸力の変化状況
(取香トンネル 62k780m地点)

4) 二次覆工の打設

取香トンネル62k780m地点、堀之内トンネル61k300m地点、同61k360m地点、いずれの断面でも二次覆工打設の直前、または、二次覆工打設区間が測定断面に近づくにつれて、足元部をはじめクラウン部でも軸力が減少する。減少する軸力の量は堀之内トンネル61k300m地点で最も大きく、足元部で100～130kN、クラウン部で30～60kNである。

堀之内トンネルでは、この足元部の減少量は小さく、50kN以下であるが、取香トンネル62k780m地点では減少の開始が早く、最大で70kN程度である。

二次覆工打設後は、堀之内トンネル61k300m地点を除き軸力は回復し定常化する傾向を示す。これに対し、堀之内トンネル61k300m地点では、二次覆工打設後、一時的に軸力は回復するものの、以後漸減する傾向を示す。

このような挙動は、地山の剛性と二次覆工の剛性のバランス、さらに、地山と吹付けコンクリート、吹付けコンクリートと二次覆工の付着状態により生じることが考えられ、堀之内トンネル61k300m地点では、土被りと地山強度に対して二次覆工の剛性が相対的に大きく、それぞれの付着状態も応力伝達に十分な状態であることを示していると考えられる。

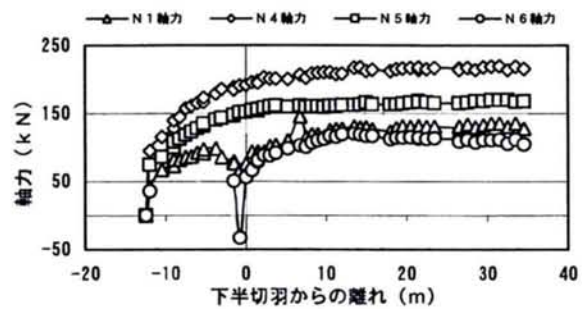


図4-45(a) 鋼製支保工軸力の変化状況
(堀之内トンネル 61k300m地点)

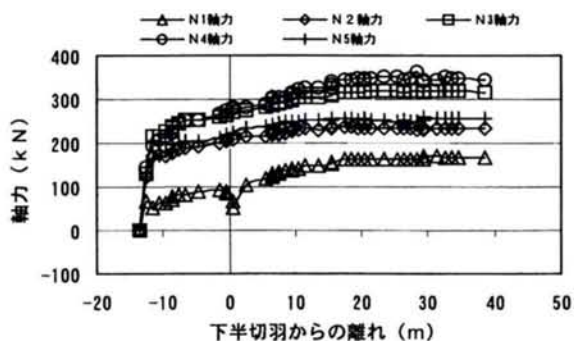


図4-45(b) 鋼製支保工軸力の変化状況
(堀之内トンネル 61k360m地点)

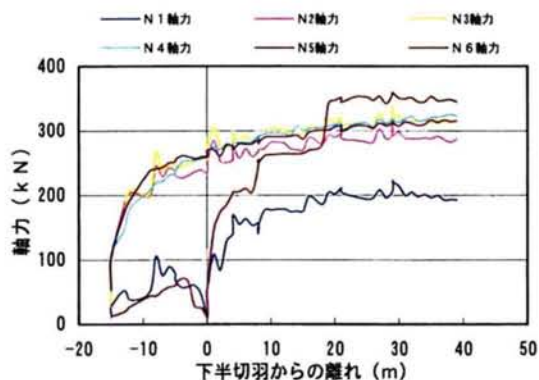


図4-45(c) 鋼製支保工軸力の変化状況
(取香トンネル 62k780m地点)

5) 裏込注入の影響

裏込注入の影響は、取香トンネル62k780m地点のみで測定しているが、裏込注入の実施に伴い、クラウン、アーチ部では軸力が40～130kN前後と大幅に減少している。一方、足元部では、軸力の変化は見られない。

このことは、裏込注入の実施により、他の計測結果から得られている状況と同じように、クラウン部では吹付けコンクリートと二次覆工の間に構造的に生じていた空隙が埋められ、応力の再配分が行われていることを示している。また、裏込注入時の注入圧の作用による影響と同一の挙動とも考えられる。

6) 長期的な時間経過

長期的な時間経過に伴い、軸力は定常化する傾向を示す。

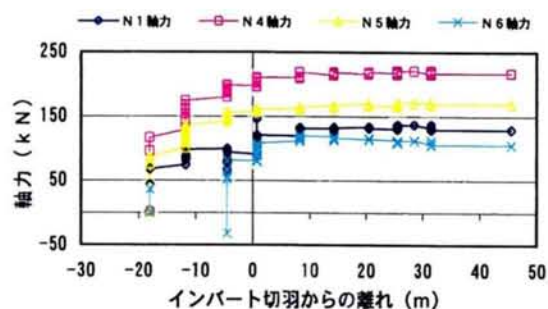


図4-46(a) 鋼製支保工軸力の変化状況
(堀之内トンネル 61k300m地点)

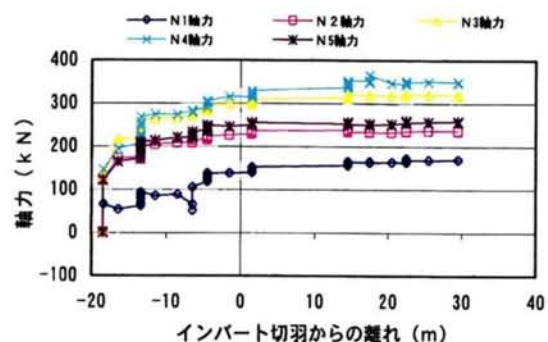


図4-46(b) 鋼製支保工軸力の変化状況
(堀之内トンネル 61k360m地点)

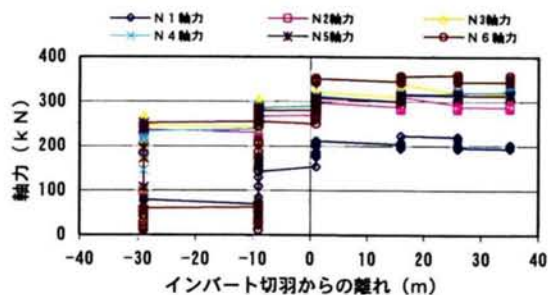


図4-46(c) 鋼製支保工軸力の変化状況
(取香トンネル 62k780m地点)

(3) 曲げひずみ

鋼製支保工にもその形状や掘削手順に応じて曲げが作用する。ここで示す曲げひずみは、図4-40に示す鋼製支保工の中立軸を挟む4枚のひずみゲージから、次式によって算出したものであり、作用している曲げモーメントに対応するものである。

$$\varepsilon_b = \frac{(\varepsilon_1 + \varepsilon_2) - (\varepsilon_3 + \varepsilon_4)}{4}$$

(a) 曲げひずみの絶対値

各測点で発生した曲げひずみの最大値は表4-21に示すとおりである。外側（地山側）引張となる曲げひずみは最大574 μ 、内側引張（内空側）引張は393 μ である。曲げモーメント換算では、外側引張で19kNm程度となる。

最大曲げひずみの発生位置は、各断面に共通性が見られず、取香トンネル62k780m地点では、外側引張が足元部で、内側引張がクラウン部となっており、堀之内トンネル61k360m地点では内側引張がクラウン部で大きくなっている。

また、堀之内トンネル61k300m地点では、6つの測点のうち3測点が急激なひずみの増加により測定不能となったため判然としないが、足元部で前述の内側引張の最大値が発生している。

(b) 曲げひずみの変化と施工手順

各施工段階で得られた鋼製支保工の曲げひずみの変化状況は、曲げモーメントとして示すと図4-47～図4-52のとおりである。

表4-21 鋼製支保工曲げひずみ最大値
(単位： μ)

測定位置	堀之内トンネル		取香トンネル
	61 k 300m	61 k 360m	62 k 780m
M 1	393 -66	51 -75	6 -339
M 2	—	84 —	20 -100
M 3		333 0	65 -120
M 4	42 —	21 -47	46 -36
M 5	112 -45	85 -5	34 -90
M 6	—	—	29 -574

記号：正は内側引張、負は外側引張を示す。
() は計測器が異常状態になるまでの途中段階での最大値を示す。

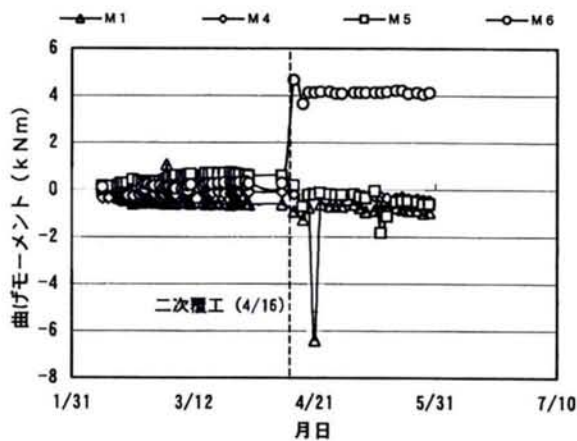


図4-47 鋼製支保工曲げモーメントの変化状況
(堀之内トンネル 61k300m地点)

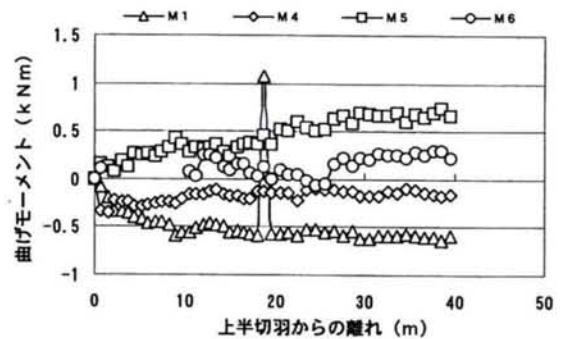


図4-50(a) 鋼製支保工曲げモーメントの
変化状況(堀之内トンネル 61k300m地点)

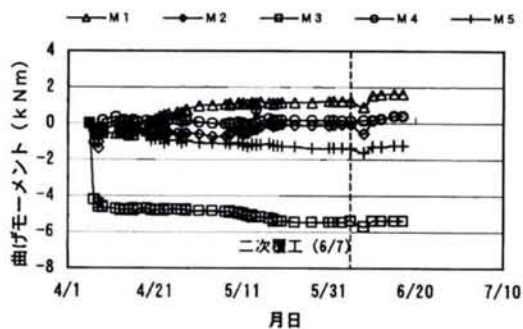


図4-48 鋼製支保工曲げモーメントの
変化状況(堀之内トンネル 61k360m地点)

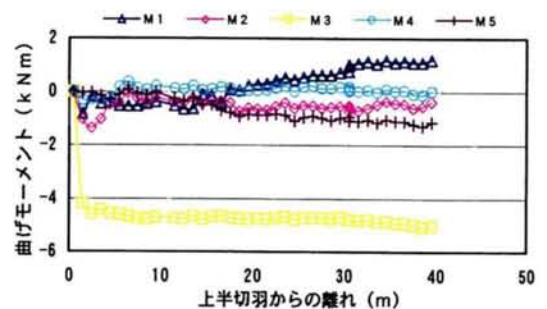


図4-50(b) 鋼製支保工曲げモーメントの
変化状況(堀之内トンネル 61k360m地点)

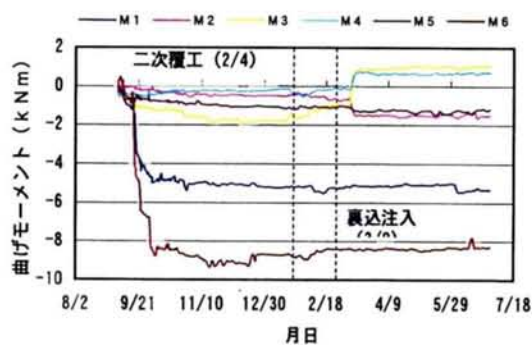


図4-49 鋼製支保工曲げモーメントの
変化状況(取香トンネル 62k780m地点)

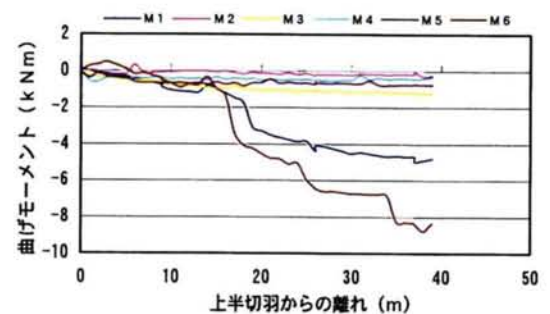


図4-50(c) 鋼製支保工曲げモーメントの変
化状況(取香トンネル 62k780m地点)

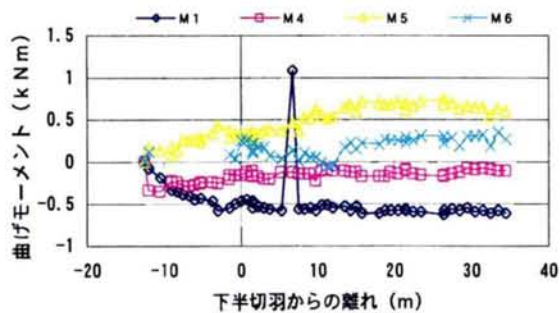


図4-51(a) 鋼製支保工曲げモーメントの変化状況(堀之内トンネル 61k300m地点)

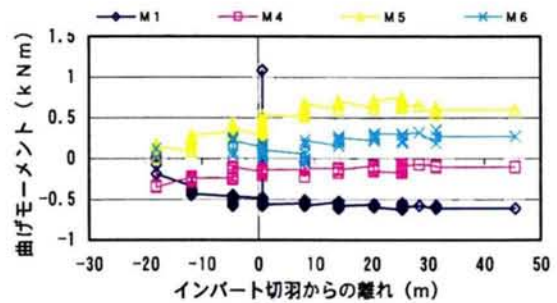


図4-52(a) 鋼製支保工曲げモーメントの変化状況(堀之内トンネル 61k300m地点)

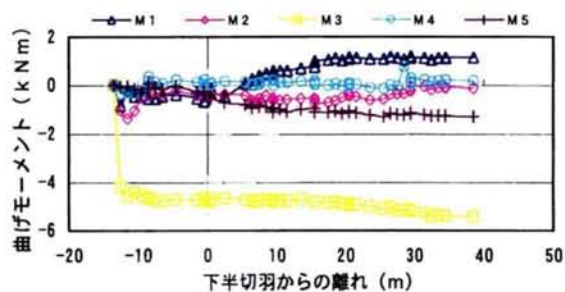


図4-51(b) 鋼製支保工曲げモーメントの変化状況(堀之内トンネル 61k360m地点)

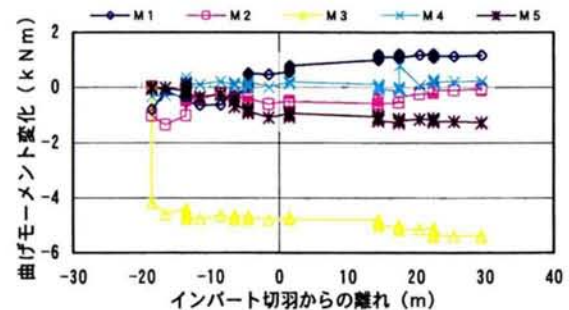


図4-52(b) 鋼製支保工曲げモーメントの変化状況(堀之内トンネル 61k360m地点)

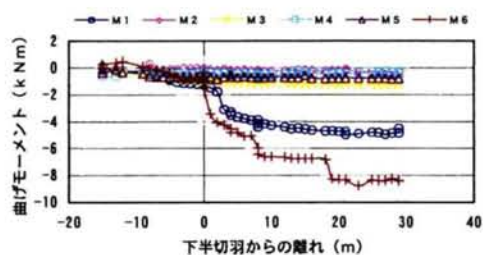


図4-51(c) 鋼製支保工曲げモーメントの変化状況(取香トンネル 62k780m地点)

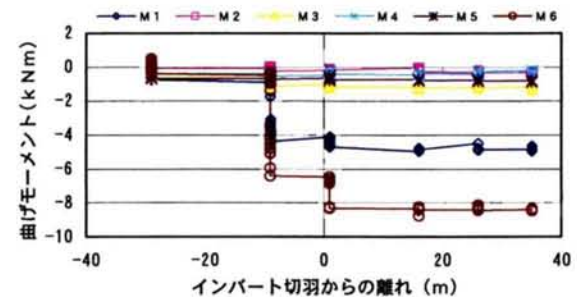


図4-52(c) 鋼製支保工曲げモーメントの変化状況(取香トンネル 62k780m地点)

1) 上半の進行

取香トンネル62k780m地点では、上半足元部山側(M6)、堀之内トンネル61k300m地点アーチ部(M5)と上半山側足元部(M6)、同61k360m地点クラウン部(M4)で内側引張が発生するものの、他の測点は外側引張となり、3断面を通じた共通性は見られないが、上半切羽

の進行につれて正負の曲げはそれぞれ増大傾向を示す。

2) 下半の接近、通過

取香トンネル6 2 k 7 8 0 m地点では、下半の通過と共に、内側引張が生じていた足元部も外側引張となり増大する。6 1 k 3 0 0 m地点では下半通過時足元部で外側引張が減少あるいは内側引張が増大するものの、その後すぐに変化前の状態に戻る。しかし、3つの地点ともクラウン部やアーチ部は、下半の接近、通過による影響はあまり見られない。

3) インバートの通過

インバートの通過に伴う影響は、取香トンネル、堀之内トンネル共にあまり見られず、大局的にはそれまでの変化傾向が継続する。変化量は0. 1 kNm程度である。しかし、取香トンネル6 2 k 7 8 0 m地点足元部の測点では、下半通過後の外側引張の増大傾向が続き、その変化量も大きい。6 1 k 3 0 0 m地点足元部 (M 1) ではインバート通過時一時的に大きな内側引張曲げが発生するものの、以後すぐに元の値に戻っている。

4) 二次覆工の打設

二次覆工の打設に伴い、取香トンネル6 2 k 7 8 0 m地点M 3、M 4、M 6および堀之内トンネル6 1 k 3 6 0 m地点M 4を除き、全体としてわずかながら内側引張が減少あるいは外側引張が増大する。このときの変化量は0. 4～0. 8 kNm程度であるが、取香トンネル6 2 k 7 8 0 m地点では顕著ではなく、反対に、M 3、M 4、M 6や堀之内トンネル6 1 k 3 6 0 m地点M 4では、外側引張の減少あるいは、内側引張の増大傾向が見られる。その増加量は6 1 k 3 0 0 m地点足元部M 6では4 kNm以上と特に大きい。

このような変化は、堀之内トンネル6 1 k 3 0 0 m、同3 6 0 m両地点ではすぐ元の状態に回復したのち定常化する動きが見られる。

5) 裏込注入の実施

裏込注入の影響は取香トンネル6 2 k 7 8 0 m地点においてのみ測定したが、クラウン部では外側引張から内側引張に変化するものの、アーチ部では外側引張が増大する。一方、足元部ではほとんど影響を受けない。

6) 長期的な時間経過

二次覆工打設後、あるいは裏込注入実施後に生じた変動は概ね定常化して、3 0 0日経過後（二次覆工打設後1 5 0日経過）でも、曲げモーメント値にほとんど変化が見られない。

(4) まとめ

各施工段階の鋼製支保工軸方向応力と曲げひずみの挙動特性をまとめると、次のようになる。

- (a) 鋼製支保工に発生する圧縮あるいは引張応力を各測点の軸方向応力と曲げ応力の最大値の和として評価するすると、圧縮応力に換算して174 MPa（ひずみ845 μ ）となり、125Hの鋼材（SS400）の許容応力レベルの耐荷能力に対して、ほぼ適正な発生応力と言える。
- (b) 下半通過時およびインバート通過時に鋼製支保工の足元の支えを取り去った状態でも、鋼製支保工の軸力が減少したのは足元部分に限られること、また、このとき足元付近の曲げひずみが増加し、外側（地山側）引張に変動する状況から考えると、吹付けコンクリートに包まれた鋼製支保工は、アーチ状の単独の軸方向部材としてよりは、コンクリートと一体化した構造部材としての挙動を示すと考えた方がよい。
- (c) 対称な位置に設置された測点の変動について整理してみると、表4-22(a)、(b)のようになる。

表4-22(a) 鋼製支保工軸ひずみ挙動の対称性

施工段階	堀之内トンネル						取香トンネル		
	61 k 300m			61 k 360m			62 k 780m		
	N 1	N 2	N 3	N 1	N 2	N 3	N 1	N 2	N 3
	& N 6	& N 5	& N 4	& N 6	& N 5	& N 4	& N 6	& N 5	& N 4
上半の進行	○	—	—	—	○	○	△	△	△
下半の接近、通過	○	—	—	—	○	○	○	○	○
インバート通過	×or△	—	—	—	○	○	○	○	○
二次覆工打設	○	—	—	—	○	○	○	○	○
裏込注入の実施	—	—	—	—	—	—	○	○	○
長期的時間経過	○	—	—	—	○	○	○	○	○

表4-22(b) 鋼製支保工曲げひずみ挙動の対称性

施工段階	堀之内トンネル						取香トンネル		
	61 k 300m			61 k 360m			62 k 780m		
	M 1	M 2	M 3	M 1	M 2	M 3	M 1	M 2	M 3
	& M 6	& M 5	& M 4	& M 6	& M 5	& M 4	& M 6	& M 5	& M 4
上半の進行	×	—	—	—	○	×	×	×	△
下半の接近、通過	○	—	—	—	○	○	○	×	○
インバート通過	△or×	—	—	—	○	○	×	○	○
二次覆工打設	×	—	—	—	○	×	○	○	○
裏込注入の実施	—	—	—	—	—	—	○	○	○
長期的時間経過	○	—	—	—	○	○	○	○	○

軸方向応力については、取香トンネル6 2 k 7 8 0 m地点および堀之内トンネル6 1 k 3 6 0 m両地点での挙動に対称性が確認された。また、曲げひずみについても、変動値が小さい堀之内トンネル6 1 k 3 6 0 m地点のM 3とM 4の上半の進行および二次覆工の打設段階や取香トンネル6 2 k 7 8 0 m地点もM 1とM 6の上半の進行、下半通過、インバートの通過段階を除いて、概ね対称性を示す挙動をしていることが確認された。

- (d) 3つの測定断面に対して、それぞれの測点の軸ひずみおよび曲げひずみの挙動に再現性があるかどうかの観点から整理してみると、表4-23のようになる。

表4-23 鋼製支保工軸ひずみ挙動の再現性

施工段階	N 1	N 2	N 3	N 4	N 5	N 6	M 1	M 2	M 3	M 4	M 5	M 6
上半の進行	△or○	△	×or△	△or○	△	△	○	×or△	△	△	△	×
下半の接近、通過	○	△	×	○	△	△	△	×	△	△	△	×
インバート通過	△	△	△	△	○	△	△	△	△	△	△or×	×
二次覆工打設	○	×	△	○	○	△	○	×	△	△	△	×
裏込注入の実施	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
長期的時間経過	○	△or×	△	△	△	△	○	△	△	△	△	△

△ は、2つの測定断面の挙動が同じ場合。

□ は、2つの測定断面でしか計測出来なかったもの。

軸方向応力については、クラウン部のN 2、N 3を除いて、変動方向、定常化の有無等に概ね再現性があることが確認された。一方、曲げひずみについては、変動量が小さいこともあり、M 2、M 6の一部の挙動に再現性はあまり認められないところがあるが、それぞれの挙動が複数の測定断面で同じであることから概ね再現性があることが確認された。

このことから、軸方向応力として測定された挙動が支保としての構造的なメカニズムを示していると言えると考えられるものの、曲げに関する鋼製支保工の挙動は、軸方向応力のそれに比べて測定位置や断面としての局所的な要因に影響を受けることを示唆するものと判断される。

- (5) 鋼製支保工の軸方向応力について、挙動の対称性と再現性を考慮してその特性をまとめると、次のようになる。

1) 上半の進行

軸方向応力は圧縮として作用し、クラウン部の方が足元部より大きな応力が発生する。発生応力の絶対値も対称な位置で同程度となる。

2) 下半の接近、通過

下半の接近、通過に伴い、圧縮の軸方向応力が減少するのは足元部だけであり、アーチ部、クラウン部と足元部から離れるにつれて、下半の接近、通過による影響は受けなくなる。このときの圧縮応力の減少量は、変動前の発生応力の30～85%程度である。

下半の通過後、足元部の圧縮応力は急激に元に戻り、さらに増大し、全体として圧縮応力が均一化する方向に向かう。

3) インバートの通過

インバートの通過による上半部分の鋼製支保工に対する影響は非常に小さい。

4) 二次覆工の打設

二次覆工の打設位置が測定断面に近づくにつれて、アーチ部、クラウン部共に圧縮応力が減少する。その減少量は、それまで発生していた応力の10～20%程度である。しかし、打設後は、減少した応力が回復し、漸増、定常化する。

5) 裏込注入の実施

裏込注入によりクラウン部での圧縮応力の減少が発生する場合がある。これは、二次覆工と吹付けコンクリートの間の空隙が圧力を伴った注入材で埋められたためと考えられ、この変動のメカニズムは吹付けコンクリート軸方向応力測定結果とも合致している。

6) 長期的な時間経過

長期的な時間経過と共に応力の減少等は見られず、二次覆工打設時や裏込注入時の応力変動を経て定常化する。

(1) 現場計測

表 4-24 二次覆工挙動測定機器

計測項目	計測機器名	記号
接線方向応力測定	コンタクトセル (グレースェル社)	T1～T5
吹付けコンクリート・ 二次覆工境界応力測定	トータルブレッシャー セル (グレースェル社)	R1～R5
二次覆工内ひずみ測定	ひずみゲージ	S1、S2

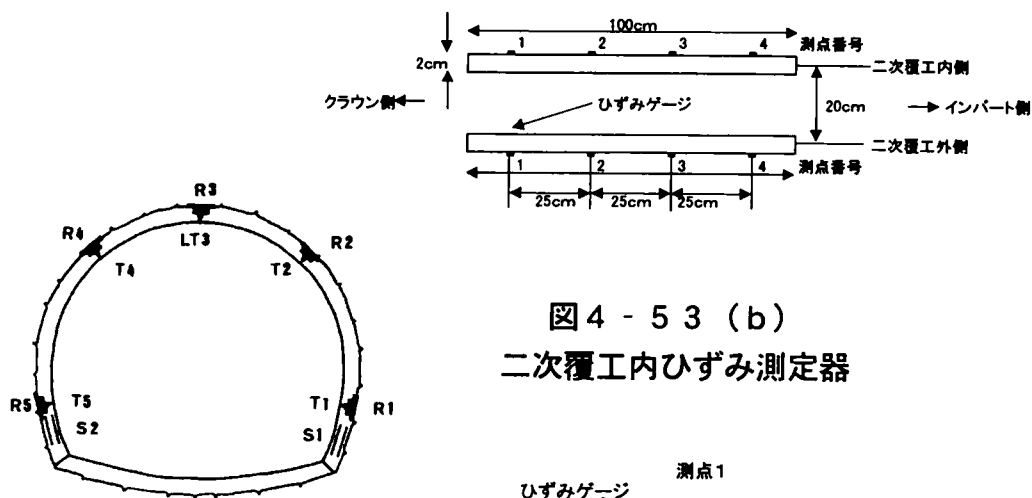


図4-53(b)
二次覆工内ひずみ測定器

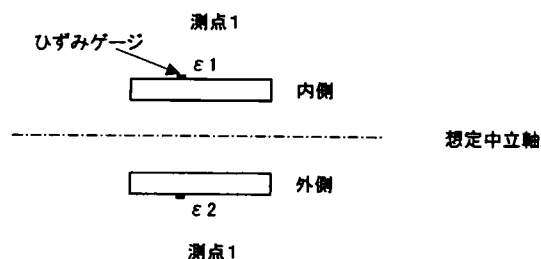


図4-53(c)
ひずみ測定部詳細

図4-53 (a)
二次覆工挙動測定機器配置状況

(2) 接線方向応力

二次覆工打設後の接線方向応力の変化状況は、図4-54～図4-56に示すとおりである。

(a) 発生応力の絶対値

発生応力の最大値は、表4-25に示すとおりであり、取香トンネル62k780m地点では、圧縮、引張両方向とも130kPa程度、堀之内トンネル61k300m地点では、圧縮、引張とも40kPa程度、同61k360m地点では、圧縮、引張とも40kPa程度、同61k360m地点では、圧縮応力が2

25kPaとなっている。この圧縮応力は、通常、吹付けコンクリート内等に発生していると考えられる応力の1/20～30程度であり、発生絶対値としてはほとんどないと言える値である。このような値は、二次覆工を打設した後、100～150日を経過しても変化しないことから、将来的にも、周辺地山に特別な変化が発生しない限り、このような状態は持続するものと推定される。

(b) 応力変化と施工手順

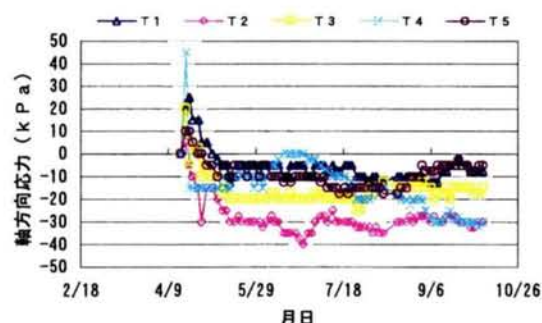


図4-54 二次覆工接線方向応力変化
(堀之内トンネル 61k300m 地点)

表4-25
二次覆工接線方向応力の最大値

測定位置	引張応力	圧縮応力
取香トンネル62k780m 発生位置	125 T 4	135 T 3
堀之内トンネル61k300 発生位置	40 T 2	45 T 4
堀之内トンネル61k360 発生位置	55 T 1 & T 2	225 T 3

(単位: kPa)

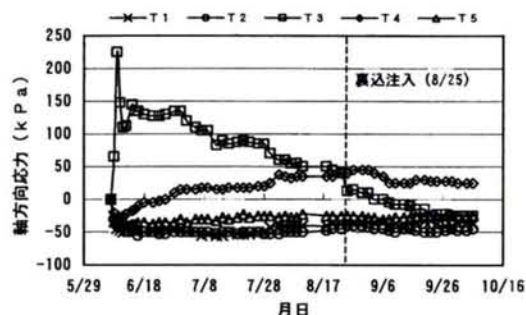


図4-55 二次覆工接線方向応力変化
(堀之内トンネル 61k360m 地点)

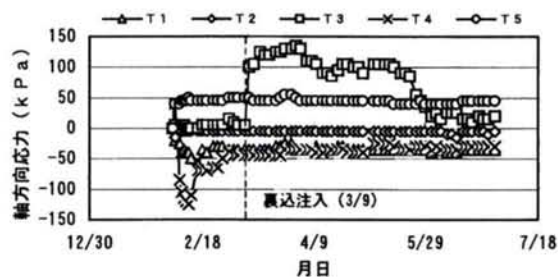


図4-56 二次覆工接線方向応力変化
(取香トンネル 62k780m 地点)

発生応力の絶対値からもわかるように、施工手順に対応する挙動が有意なものと判定するほど大きな応力変化は、施工手順とともに発生していない。全体挙動をみた場合、計測初期に、二次覆工コンクリートの発熱、硬化の過程を反映する初期状態からの引張の発生、または、圧縮応力の発生が、20～30日程度で一応の定常状態を示し、以後はほとんど変化しないという傾向が現れている。

しかし、取香トンネル62k780m地点のT3で、裏込注入により圧縮応力が急増し、この値が裏込注入後80日経過して減少し、ほとんどゼロになるという挙動には、裏込注入圧がクラウン部で作用したり、また、吹付けコンクリートと二次覆工の間に発生していた空隙が充填されることにより、吹付けコンクリートと二次覆工の間で応力の再配分が生じたりする挙動が反映されているものと考えられる。

一方、堀之内トンネル61k360m地点のクラウン部T3では、裏込注入を期に圧縮応力が減少して引張に転じるものの、約1ヶ月経過してやっと定常状態に向かっている。この裏込注入後の減少傾向の挙動にも取香トンネル62k780m地点のT3の裏込注入後の挙動と類似した点が見られる。

(c) 挙動の対称性と再現性

二次覆工接線方向応力の挙動の対称性と再現性は、表4-26と表4-27に示すとおりである。取香トンネル62k780m地点では、T1とT5の二次覆工打設以後の挙動に対称性が見られないものの、それ以外の施工段階（裏込注入時、長期的時間経過）では対称性が見られ、また、T2とT4については、すべての段階で良好な対称性が確認された。堀之内トンネル61k300m地点、同61k360m地点共に、T1とT5には対称性のある挙動が確認されているが、61k300m地点のT2とT4に対しては二次覆工打設後の挙動に対称性が見られない。

一方、取香トンネル、堀之内トンネルの3つの測定断面における挙動の再現性

表4-26 二次覆工接線方向応力挙動の対称性

施工段階	堀之内トンネル				取香トンネル	
	61k300m		61k360m		62k780m	
	T1 & T5	T2 & T4	T1 & T5	T2 & T4	T1 & T5	T2 & T4
二次覆工打設後	○	△	○	○	×	○
裏込注入の実施	—	—	○	○	○	○
長期的時間経過	○	×	○	○	○	○

表4-27 二次覆工接線方向応力挙動の再現性

施工段階	T1	T2	T3	T4	T5
二次覆工打設	△	△	△	△	×
裏込注入の実施	—	—	—	—	—
長期的時間経過	○	○	△	△	△

△：3断面中2断面については共通の挙動特性が認められる場合。

※「裏込注入の実施」は、2断面での評価

は、T 1 から T 5 までいずれも良好とは言えないが、3つの測定断面のうち2つの断面で同じ挙動が確認されており、挙動の一般性という点では不十分でも1つの挙動特性が観測されたものとみなせる。

(3) ひずみ

二次覆工ひずみも吹付けコンクリートひずみと同様に軸ひずみと曲げひずみに分けて求められ、その定義は、式(4-1)と同じである。軸ひずみは、図4-54に示すように内側と外側のひずみ計に仮想中立軸を想定し、式(4-1)により軸ひずみと曲げひずみを算出した。したがって、軸ひずみは接線方向応力、曲げひずみは作用する曲げモーメントに対応するひずみ値を示す。二次覆工打設後の発生ひずみの変化状況は、図4-57～4-62に示すとおりである

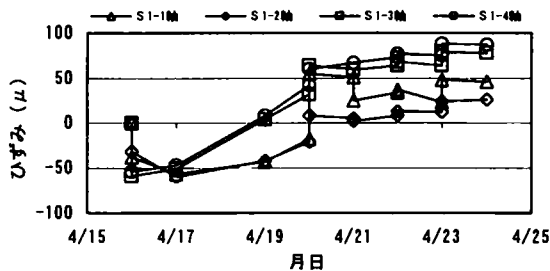


図4-57(a) 二次覆工軸ひずみ変化
(堀之内トンネル 61k 300m 付近)

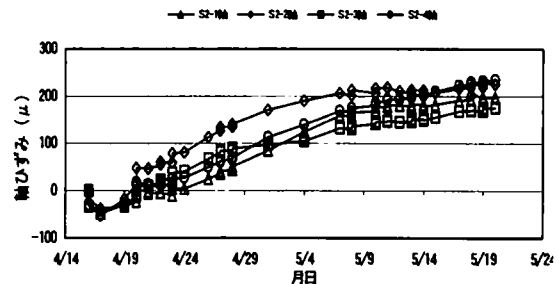


図4-57(b) 二次覆工軸ひずみ変化
(堀之内トンネル 61k 300m 付近)

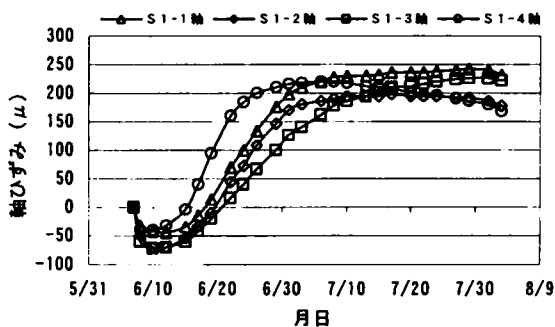


図4-58(a) 二次覆工軸ひずみ変化
(堀之内トンネル 61k360m 付近)

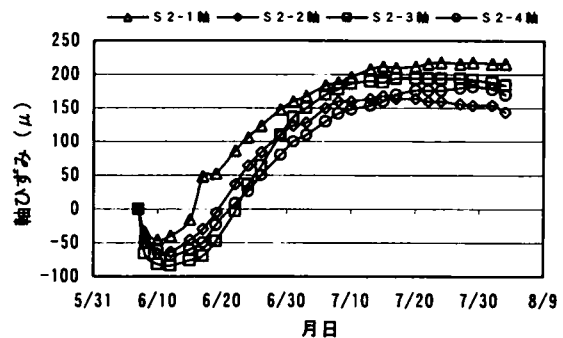


図4-58(b) 二次覆工軸ひずみ変化
(堀之内トンネル 61k360m 付近)

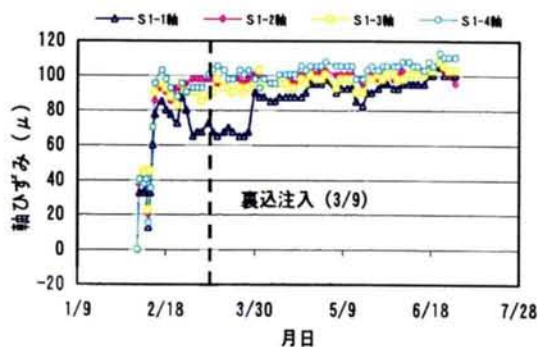


図 4-59 (a) 二次覆工軸ひずみ変化
(取香トンネル 62k780m 地点)

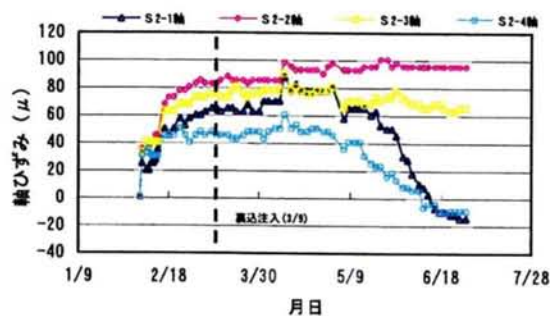


図 4-59 (b) 二次覆工軸ひずみ変化
(取香トンネル 62k780m 地点)

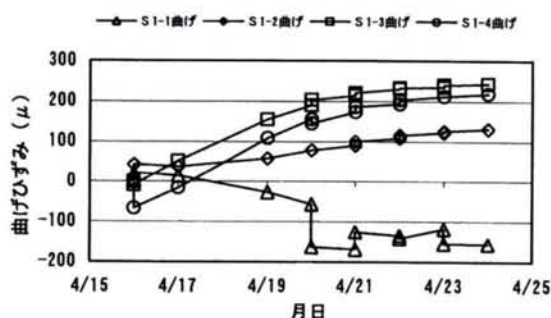


図 4-60 (a) 二次覆工曲げひずみ変化
(堀之内トンネル 61k300m 付近)

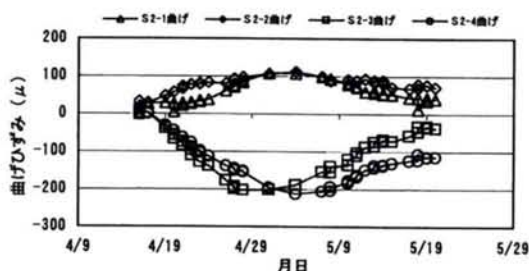


図 4-60 (b) 二次覆工曲げひずみ変化
(堀之内トンネル 61k300m 付近)

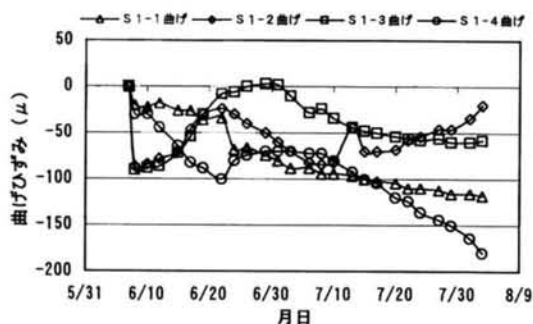


図 4-61 (a) 二次覆工曲げひずみ変化
(堀之内トンネル 61k360m 付近)

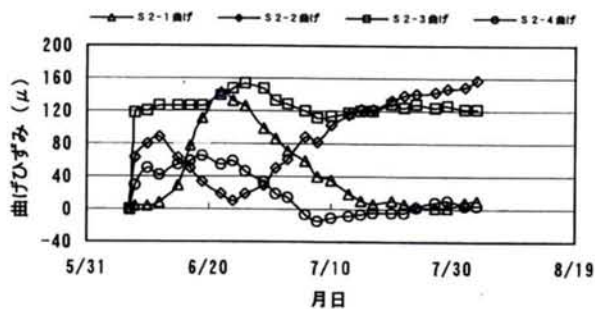


図 4-61 (b) 二次覆工曲げひずみ変化
(堀之内トンネル 61k360m 付近)

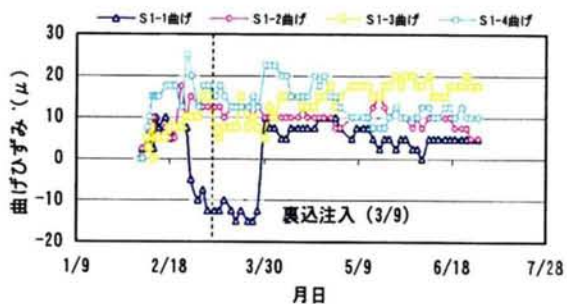


図 4-62 (a) 二次覆工曲げひずみ変化
(取香トンネル 62k780m 付近)

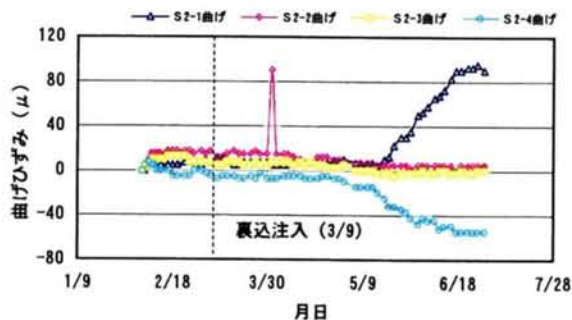


図 4-62 (b) 二次覆工曲げひずみ変化
(取香トンネル 62k780m 付近)

(a) 発生ひずみの絶対値

1) 軸ひずみ

発生した軸ひずみの最大値は、表4-28に示すように、圧縮側で112.5～242 μ 、引張側で15～84 μ 程度であり、二

表4-28 二次覆工軸ひずみの最大値

測 定 位 置	(単位： μ)	
	引張ひずみ	圧縮ひずみ
堀之内トンネル61k300m 発生位置	60 (S1-2)	235 (S2-4)
堀之内トンネル61k360m 発生位置	84 (S2-3)	242 (S1-1)
取香トンネル62k780m 発生位置	15 (S2-1)	112.5 (S1-4)

次覆工コンクリートの変形係数を200kN/cm²程度と考えると、圧縮側で2～5MPa となっている。したがって、このひずみがコンクリート硬化中の膨張、収縮過程で発生する引張ひずみでない場合には、二次覆工に引張に起因するクラックが発生している可能性を示す値である。最大圧縮ひずみの発生位置は、堀之内トンネル61k300m地点、取香トンネル62k780m地点で足元部となっているが、その発生過程から見て外荷重によるものというよりは、コンクリートの硬化過程の反映による応力の発現と考えられる。

一方、各地点で発生している引張ひずみは、発生時期が覆工打設後の早い段階の一定期間となっており、また、時間経過に伴う変化状況からも構造的な引張応力ではなく、コンクリートの発熱、硬化、収縮（温度低下）等の硬化過程のメカニズムに起因するものと推定される。

2) 曲げひずみ

曲げひずみの最大値は、表4-29に示すように、内側（内空側）引張で95～243 μ 、外側引張で55～212 μ となっており、軸ひずみの絶対値と比べても、ほぼ同等となっている。軸方向の圧縮ひずみとの和で考えた場合でも、二次覆工コンクリート内での引張クラックの発生は、あまり懸念する必要がないものと判断される。

表4-29 二次覆工曲げひずみの最大値

測 定 位 置	(単位： μ)	
	内側（内空側）引張	外側（地山側）引張
堀之内トンネル61k300m 発生位置	243 (S1-3)	212 (S2-4)
堀之内トンネル61k360m 発生位置	158 (S2-2)	180 (S1-4)
取香トンネル62k780m 発生位置	95 (S2-1)	55 (S2-4)

(b) ひずみの変化と施工手順

1) 軸ひずみ

二次覆工を打設して後、コンクリート硬化までの挙動は、コンクリートの

硬化に伴う性状変化に起因する挙動と考えられ、堀之内トンネルの2つの計測断面では、引張ひずみの発生、その減少、圧縮ひずみの増加というパターンが現れている。しかし、取香トンネル62k780m地点では、引張ひずみの発生が確認されていない。

また、取香トンネルでは、裏込注入の実施により下半の測定位置付近はほとんど影響を受けず、二次覆工打設後70～150日経過しても、概ね発生した圧縮ひずみが定常状態として維持される。しかし、取香トンネルのS2-1、S2-4、堀之内トンネル61k360m地点では、全体として圧縮ひずみが長期的に減少していく傾向が見られる。したがって、ここで発生している圧縮ひずみについても純粋に外荷重の作用によって発生しているものばかりではないと推定される。

2) 曲げひずみ

二次覆工打設後の曲げひずみの挙動については、堀之内トンネル、取香トンネルの3つの測定断面に共通する挙動は明確になっていないが、取香トンネル62k780m地点では、打設後、内側（内空側）引張が発生するという共通の挙動が確認されている。これに対し、堀之内トンネル61k300m地点、同61k360m地点では、共通の挙動は認められず、それぞれの測定位置の状況を反映した個別の挙動を示し、統一的な理解は困難である。

裏込注入の実施によって、曲げひずみがほとんど影響を受けていないことは、軸ひずみの場合と同様である。

長期的な時間経過に対しては、堀之内トンネル61k360m地点S1-2、S1-4を除き概ね定常化する傾向を示すものの、60～150日程度の時間経過時点でも、内側（内空側）引張あるいは、外側（地山側）引張の増加や減少が続く状況が確認されている。

(c) 挙動の対称性と再現性

二次覆工軸ひずみと曲げひずみの挙動の対称性と再現性は、表4-30～表4-33に示すとおりである。ここでは、S1-1とS1-2の軸ひずみ挙動についてはLT1、S1-2とS2-2の軸ひずみ挙動についてはLT2というように順次、LT3、LT4として示し、曲げひずみの挙動についても同様にLM1～LM4として示している。

軸ひずみの挙動は、取香トンネル62k780m地点のLT1およびLT4の長期的時間経過を除いて、よい対称性を示し、曲げひずみについては発生ひずみ量も小さく、挙動の対称性の判定が難しいものの、対称性がある場合とそうでない場合とが混在している。

一方、挙動の再現性という点についても、軸ひずみの挙動の再現性は悪く、左右両方の測点いずれについても二次覆工打設後の挙動に共通性が見られない。

長期的時間経過時に見られる再現性は、定常かあるいは漸増、漸減傾向を示すものである。曲げひずみの挙動は、右側の測点の良好な再現性が見られるものの、左側の測点では再現性は良くない。

表 4-30 二次覆工軸ひずみ挙動の対称性

施工段階	堀之内トンネル								取香トンネル			
	61k300m				61k360m				62k780m			
	LT1	LT2	LT3	LT4	LT1	LT2	LT3	LT4	LT1	LT2	LT3	LT4
二次覆工の打設	△or○	△or○	○	○	○	○	○	○	○	△or○	○	△or○
裏込注入の実施	—	—	—	—	—	—	—	—	○	○	○	○
長期的時間経過	—	—	—	—	○	○	○	○	×	○	○	×

表 4-31 二次覆工曲げひずみ挙動の対称性

施工段階	堀之内トンネル								取香トンネル			
	61k300m				61k360m				62k780m			
	LM1	LM2	LM3	LM4	LM1	LM2	LM3	LM4	LM1	LM2	LM3	LM4
二次覆工の打設	Xor△	○	×	×	×	×	×	×	×	△	○	×
裏込注入の実施	—	—	—	—	—	—	—	—	○	○	○	○
長期的時間経過	—	—	—	—	×	×	×	○	×	△	○	○

表 4-32 二次覆工軸ひずみ挙動の再現性

施工段階	右側 (R)				左側 (L)			
	LT1	LT2	LT3	LT4	LT1	LT2	LT3	LT4
二次覆工の打設	×	×	×	×	△780	△780	△780	△780
裏込注入の実施	—	—	—	—	—	—	—	—
長期的時間経過	○	○	○	△	△780	△360	△360	○

△数字：数字の測点を除く2断面で再現性が確認されたものを示す。

○：3断面全てで再現性が確認されたものを示す。

表 4-33 二次覆工曲げひずみ挙動の再現性

施工段階	右側 (R)				左側 (L)			
	LM1	LM2	LM3	LM4	LM1	LM2	LM3	LM4
二次覆工の打設	○	×	×	△300	×	×	△360	△360
裏込注入の実施	—	—	—	—	—	—	—	—
長期的時間経過	—	—	—	—	△360	△360	○	○

△数字：数字の測点を除く2断面で再現性が確認されたものを示す。

○：3断面全てで再現性が確認されたものを示す。

(4) 吹付けコンクリート・二次覆工境界応力

二次覆工打設後の吹付けコンクリート・二次覆工境界応力の変化状況は、図 4-63～図 4-65 に示すとおりである。

(a) 発生応力の絶対値

発生応力は、取香トンネル 62k780m 地点の R2、堀之内トンネル 61k300m 地点の R4 を除く他の

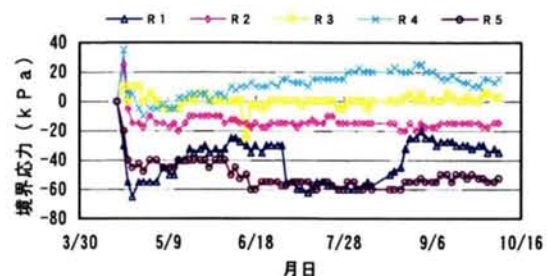


図 4-63 吹付けコンクリート・二次覆工境界応力変化 (堀之内トンネル 61k300m 地点)

測点において引張が発生しており、その最大値は、表4-34に示すとおりである。それによれば、引張応力で47.5～65kPa、圧縮応力で35～115kPa となっている。取香トンネル62k780m地点R1での圧縮応力115kPaの発生は、長期的な増加傾向の結果であり、120日程度の時間経過ではまだ収束傾向を示していない値である。しかし、その他の測点で計測されている応力値は、一般に予測される程度の小さい値である。

ここで発生している引張応力は、初期値設定時に比べて応力が減少している状況を示していると考えられ、二次覆工コンクリートの発熱、硬化、収縮の過程における影響によるもので、吹付けコンクリートを通して二次覆工への応力の伝達がほとんどない状態を反映していると考えられる。しかしながら、堀之内トンネル61k360m地点のR5や取香トンネル62k780m地点のR1、R2、R5については長期的な応力の増大が見られ、地山や吹付けコンクリートから何らかの応力の伝達が想定される測定値である。



図4-64 吹付けコンクリート・二次覆工境界応力変化
(堀之内トンネル61k360m地点)

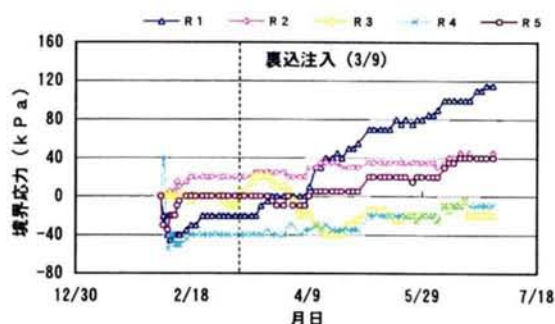


図4-65 吹付けコンクリート・二次覆工境界応力変化
(取香トンネル62k780m地点)

表4-34 吹付けコンクリート・二次覆工境界応力の最大値

測定位置	(単位：kPa)	
	引張応力	圧縮応力
堀之内トンネル61k300発生位置	65 R1	35 R4
堀之内トンネル61k360発生位置	47.5 R1、4、5	35 R3
取香トンネル62k780m発生位置	55 R4	115 R1

(b) 応力変化と施工手順

二次覆工の打設に伴う応力変化としては、①一旦、圧縮応力は発生した後、引張応力に変わるパターン、②引張応力が漸増するパターン、③ほとんど応力が発生しないパターン、④圧縮応力が漸増するパターンに分けられるが、表4-35に示すとおり、全体としては、①または②のパターンが多い。パターン①は、コンクリートの打設、温度膨張、温度低下、硬化・乾燥収縮のパターンと考えられ、パターン②は、コンクリート打設、温度変化、硬化・乾燥収縮のパターンで、温度膨張しても応力的な変化が生じにくい状況下で発生すると考えられる。パターン③は、最初の段階から計測器とコンクリートの間に隙間等があり、その状況を反映するパターン、パターン④は、温度膨張、荷重作用を反映するパターンとみなされる。

表4-35

吹付けコンクリート・二次覆工境界応力の二次覆工打設後の変化パターン

測 定 位 置	パターン ①	パターン ②	パターン ③	パターン ④
堀之内トンネル61k300m	R 2、4	R 1、5	R 3	
堀之内トンネル61k360m	R 2、3、4	R 1、5		
取香トンネル62k780m	R 4	R 1、5	R 3	R 2

表4-35から各パターンは、測点位置に特有の覆工コンクリートと吹付けコンクリートとの付着あるいは接触状況の特性を示しているものと考えられる。

以上のことから、二次覆工打設に伴う吹付けコンクリート・二次覆工境界応力の挙動は、コンクリートの硬化過程や境界面の構造的な状況を反映した挙動となっており、二次覆工への荷重作用による境界応力の増大はほとんどないと判断される。

長期的な時間経過に伴う変化としては、取香トンネル62k780m地点のR1、R4、R5、堀之内トンネル61k360m地点のR5を除く各測点では、ほとんど定常状態を維持するものの、堀之内トンネル61k360m地点R5では、徐々に引張応力が減少し、圧縮状態に変化する。これは、時間経過に伴い徐々に何らかの荷重が二次覆工に作用してきている状態を反映していると考えられるが、これに応じた二次覆工軸方向応力の増大は確認されていない。

裏込注入を実施した取香トンネル62k780m地点では、裏込注入の影響を受けるのはR3だけで、ここでは、圧縮応力の増大、圧縮応力の減少（引張応力への変化）引張応力の減少という裏込注入の圧力の作用、温度上昇、硬化収縮という過程を反映していると考えられる挙動を示すものの、時間経過の面からは反応がかなり遅れて発生している。一方、堀之内トンネル61k360m地点では裏込注入によりR5を除く各点では大きな変化を示さないが、R5

は裏込注入を期に圧縮応力の増大が始まり、その傾向は裏込注入後2週間位でゆるやかになるが漸増傾向は以後も続く。

(c) 挙動の対称性と再現性

吹付けコンクリート・二次覆工境界応力の挙動の対称性と再現性は、表4-36と表4-37に示すとおりである。取香トンネル62k780m地点のR2とR4の二次覆工打設後や堀之内トンネルの2つの測定断面の長期的時間経過時の一部に対称性が見られない挙動が確認されているものの、概ね対称性のある挙動を示していると判断される。

一方、挙動の再現性については、取香トンネル以外は二次覆工打設後、約2ヶ月の測定と測定期間は短いものの3つの断面のうち2つの測定断面以上で共通性のある挙動が、R5を除くすべての測点で観測されていることから、各測点で観測された挙動が一般性を論ずるには十分でなくても、各測点位置での挙動を代表するひとつの挙動とみなせると考えられる。

表4-36 吹付けコンクリート・二次覆工境界応力挙動の対称性

施工段階	堀之内トンネル				取香トンネル	
	61k300m		61k360m		62k780m	
	R1 & R5	R2 & R4	R1 & R5	R2 & R4	R1 & R5	R2 & R4
二次覆工打設後	○	○	○	○	○	×
裏込注入の実施	—	—	×	×	○	○
長期的時間経過	○	×	×	○	○	×

表4-37

吹付けコンクリート・二次覆工境界応力挙動の再現性

施工段階	R1	R2	R3	R4	R5
二次覆工打設	○	△	△	○	○
裏込注入の実施	× or △	—	—	—	—
長期的時間経過	△	△	△	△	×

△：3断面中2断面については共通の挙動特性が認められる場合。

※「裏込注入の実施」は、2断面の測定結果である。

(5) まとめ

二次覆工の挙動を施工手順および挙動の対称性、再現性の観点から整理すると次のようになる。

1. 二次覆工の接線方向応力測定および軸ひずみ測定結果から考えると、吹付けコンクリートを介した外荷重によって二次覆工内部応力が増大する現象は、

主として、二次覆工と吹付けコンクリートの間に発生する空隙が裏込注入によって埋められる場合に限られると考えられる。

2. 二次覆工内に発生するひずみや応力と吹付けコンクリート・二次覆工境界応力は、主として、二次覆工コンクリートの硬化、収縮過程と吹付けコンクリート・二次覆工境界面の付着状態に支配される挙動を示すと考えられ、この付着状態は足元部を除き良くない状態を反映した挙動となっていると判断される。
3. 1. で示した裏込注入の二次覆工内部応力に及ぼす影響は、トンネルクラウン部付近に限定される。

第3節 結論

本章において得られたショートベンチ工法を採用した場合の支保部材の挙動特性についての結論は、次のとおりである。

3-1 吹付けコンクリート

- (1) 吹付けコンクリートは、トンネル上方地山全重量に対して1/3から全重量相当分の荷重作用に相当する軸方向応力を示すことから、地山に対して積極的に作用を及ぼす形態の支保効果とは言えないものの、地山の応力開放に相当する支保効果を発揮しているとみなせる。

また、軸方向応力のトンネル施工に伴う変化挙動からは、必ずしも軸力によって抵抗して支保機能を発揮するものではないと考えられる。

- (2) 軸方向応力、軸方向ひずみ、曲げひずみなどの内部応力等の測定結果からは、吹付けコンクリートは地山の傾斜などの地形条件の影響を受け、さらに、掘削、支保というトンネル施工の影響に敏感に反応し、影響を受ける場所、影響の大きさ、影響内容が変化するため、その挙動を対称な位置にある測点の挙動の対称性や他の測定断面の同じ位置の測点での挙動の再現性の観点から特定化することは困難と言える。

これに対して、吹付けコンクリート・地山境界応力の測定結果からは、各施工段階で、概ね、この挙動の対称性や再現性が認められる。この原因としては、吹付けコンクリート支保の形状、厚さ、品質、地山との付着の不均一性等が挙げられると考える。

- (3) 吹付けコンクリートと二次覆工の間に空隙が残存し、その空隙を裏込注入により埋めることによりトンネルクラウン部の吹付けコンクリートの内部応力は、応力緩和の大きな影響を受ける
- (4) (2) および (3) の結果からは、数値解析によって吹付けコンクリートの挙動について、内部応力のレベルまで現場計測結果と整合性のある形で予測することは困難であると判断される。
- (5) 支保の完了、二次覆工打設、裏込注入を経て吹付けコンクリート内部応力や吹付けコンクリート・地山境界応力は安定する。

3-2 ロックボルト

- (1) ロックボルトの軸方向ひずみや曲げひずみの状況から、ロックボ

ルトの挙動特性は、ロックボルトの打設時期と打設位置、打設方向、頭部の固定状況、地山との付着状況に応じてロックボルト打設後の地山の変形挙動と密接な関係を有すると判断され、軸方向ひずみや曲げひずみの発生量と分布は、これらの影響要因の状況に応じて、そこで発生する他の支保部材の局所的な効果や影響を反映したものとなる。

特に、その挙動は、傾斜地形などの地山に対して大きな影響を及ぼす因子に強い影響を受ける。

- (2) ロックボルトは土被りに浅い条件下でも、打設時期、打設位置、打設方向によって軸方向でも曲げのいずれにおいても材料が降伏するレベルのひずみが発生する。
- (3) (1) で示した状況から、ロックボルトの挙動や効果の予測にあたっては、ロックボルトを曲げ部材として扱うこと、さらにロックボルトの打設時期、頭部の固定状況、地山との付着条件の設定が重要であり、この条件設定が現実的であれば、地山の変位予測の精度と同等の精度でロックボルトの効果や発生内部応力の予測ができるものと考えられる。しかし、一方では、ロックボルトは解析等では予測できない地山と支保の局所的な条件を反映した挙動を示す要素があると推定され、解析等では想定の大変なロックボルト以外の支保と地山の相互作用に応じて、他の支保の機能を補完する機能も果たしていると考ええる。

3-3 鋼製支保工

- (1) 鋼製支保工に発生した軸方向ひずみや曲げひずみの内部応力の大きさからは、ショートベンチ工法新幹線断面での125Hを用いた設計は、ほぼ適切なものであったとみなせる。
- (2) 鋼製支保工の軸方向応力（ひずみ）および曲げひずみの計測結果からみると、鋼製支保工が吹付けコンクリートに包まれた形で施工されていれば、鋼製支保工は吹付けコンクリートと一体となった構造部材として挙動するものと言える。

3-4 二次覆工

- (1) ショートベンチ工法で施工され、地山の変位が収束し安定した状態で施工された二次覆工の軸方向応力と軸ひずみという内部応力測定結果からは、土被りの浅い地山においても、裏込注入の影響を除く外荷重の変化に伴う内部応力の変化は生じておらず、ま

た、裏込注入の影響もトンネルクラウン部に限定される。

参 考 文 献

- 1) 藤森房司, 寺戸幸雄, 木村宏; 谷本親伯計測結果にもとづくトンネル支保工の設計理論の検証と提案, 第27回土質工学シンポジウム, 1982.11
- 2) 横山章, 寺戸幸雄, 木村宏, 池田宏; 土かぶりの薄い未固結地山におけるトンネル支保材の挙動について, 第15回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 1983
- 3) 木村宏; 土被りの浅い未固結地山における施工方法とロックボルトの挙動の関係について第25回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 1993.2
- 4) 木村宏; 土被りの浅い砂質地山におけるロックボルトの曲げに関する考察, 日本鉄道施設協会誌, pp40~42, 1993.11
- 5) 木村宏; 被りの浅いトンネル施工と計測, 観測施工におけるトンネルの設計と計測技術講習会テキスト, 建設機械化協会関西支部, 1985.5
- 6) 畠昭治郎, 谷本親伯; トンネル覆工内応力計の検定, 昭和54年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集

第 5 章 サイロット工法を採用した場合の支保部材の挙動

第1節 序論

サイロット工法は、従来から土被りの浅いトンネルや地質条件の良くないトンネルの施工あるいは大断面のトンネルにおいて切羽の自立性を確保しながら地盤沈下や変状を抑止し、安全なトンネルを構築する目的で採用されてきた工法である。その基本は、小断面掘削による切羽の自立性の確保とトンネル脚部の補強安定化による沈下防止にある。

しかし、トンネルの機械化施工の進展と吹付けコンクリートやロックボルトなど新しい支保部材の採用と切羽前方地山の事前補強工法の発展に伴って、その採用の割合が低下してきている傾向にある。

しかし、地質条件の複雑なトンネルにおける地質確認あるいは、水抜坑としての役割など従来からの役割に加え、導坑掘削時の地山や支保部材の挙動から本坑掘削時の支保設計の妥当性や施工法の適否を判定することができるという点から、その重要性は依然として高い。

また、完成した導坑を用いた本坑部の地山補強や複数箇所からの本坑同時掘削などトンネル施工工期短縮の面、切羽前方地山の事前補強工法との経済比較の面からもこの工法の有用性は高い。

したがって、サイロット工法を用いてトンネルを掘削した場合の支保部材の挙動特性を土被りの浅い土砂地山において把握することは、このようなサイロット工法によるトンネル施工の有用性をさらに高めるために重要なことと考える。

本章では、第4章で述べたショートベンチ工法が適用されたトンネルと同地域にあり、地形地質条件もほぼ等しい2つのトンネル3地点におけるサイロット工法に用いた支保部材の挙動特性を現場計測結果の分析により明らかにする。

サイロット工法を採用したトンネルとしては、成田空港トンネル8工区（63k252m、63k350mの2地点）及び、栗山トンネル（2k954m地点）の現場計測結果について考察する。これらのトンネルで支保部材に関する現場計測が実施された位置及びその地形地質上の特徴は、表5-1に示すとおりである。

サイロット工法を用いた場合の設計施工上の要点としては、導坑断面の大きさと形状、全体断面のバランスまた左右の導坑の切羽の離れ、さらに導坑や本坑部分の断面分割が挙げられ、これらの要素の支保部材の挙動に対する影響も検討する必要がある。

考察にあたっては、サイロット工法に特有のこれらの設計・施工要素を含め、支保部材の挙動に大きい影響を与えると予想される施工要素として、次の5つの

項目に着目し、ここで確認された挙動特性とトンネル構造物内の幾何学的位置関係及び他の断面でのその挙動の再現性の有無の2点について分析整理を行う。

- (1) 先行坑と計測位置の離れ
- (2) 後行坑の接近、通過
- (3) 中央坑の接近、通過
- (4) 導坑壁の撤去
- (5) 二次覆工の打設

表5-1 現場計測地点（サイロット工法）の概況

トンネル名称	測定位置	地形・地質の特徴
成田空港 トンネル 8工区	63k 252m	地形：トンネル縦断、横断的にもほぼ平坦。 地質：クラウン上部にローム及び砂層があり、掘削部分はシルトと洪積砂層の互層である。
	63k 350m	地形：トンネル縦断的にはひとつの馬の背の部分にあたり、横断的にも小さな尾根にあたる。 地質：クラウン上部にローム及び砂層があり、掘削部分は砂質シルトと粘土の互層である。
栗山トンネル (矢切工区)	2k 954m	地形：トンネル縦断、横断的にもほぼ平坦。 地質：クラウン上部にローム、凝灰質粘土があるものの、掘削部分は非常に均質な洪積砂層である。

第2節 トンネル施工に伴う支保部材の挙動

2-1 吹付けコンクリートの挙動

(1) 現場計測

現場計測に使用した計測器とそれらの設置位置は、表5-2および図5-1、図5-2に示すとおりである。測定に用いた機器は、成田空港T8工区と栗山トンネル（矢切工区）で異なっており、応力変化に対する反応の敏感性にも若干の相違がある。

表5-2 吹付けコンクリート測定機器

トンネル名	測定項目	測定機器	記事
成田空港T 8工区 63k 252m地点 63k 350m地点	吹付けコンクリート内応力測定 接線方向応力	コンタクトセル	T1～T10
	曲げ応力	有効応力計	S1～S4
	吹付けコンクリート・地山境界応力	トータルプレッシャーセル	R1～R10
栗山トンネル (矢切工区)	吹付けコンクリート内応力測定 接線方向応力	有効応力計	T1～T8

また、栗山トンネル（矢切工区）では、吹付けコンクリート・地山境界応力測定は実施しておらず、測定は接線方向応力だけとなっている。さらに、栗山トンネル（矢切工区）では、意識的に導坑部分の形状および断面積を縦長で大きなものとして設計、施工を行っている。これは、導坑断面の形状により地表面等の沈下を抑制し、また、中央スパンを出来るだけ狭め、中央掘削時の地山の安定化と地表等の沈下を抑止することを狙ったものである。

これに対して、成田空港T8工区では、足付け部分の早期強化と小分割化による安定化した施工をめざす導坑の設計となっている。

（２）接線方向応力

各施工段階での接線方向応力の変化状況は、図５－３～図５－５に示すとおりである。

（ａ）発生応力の絶対値

発生応力の最大値は表５－３に示すとおり、成田空港T8工区63k252m地点で1.15MPa、同63k350m地点で1.47MPa、栗山トンネル2k954m地点で引張3.38MPa（圧縮最大は2.27MPa）となっており、栗山トンネル2k954m地点の方が著しく大きな値となっているが、吹付けコンクリートの設計基準強度18MPa 比べると、まだかなり小さい。

また、栗山トンネル2k954m地点では、T4を除き導坑内側の測点で大きな引張応力が発生しており、成田空港T8工区の両地点では引張応力のデータがない。これは、栗山トンネルでは細かい頻度の応力測定により導坑の支保が撤去される直前まで計測のフォローが可能であったのに対し、成田空港T8工区では導坑壁での測定が行われず、細かな頻度の測定が実施されなかったことによる。さらに、栗山トンネル2k954m地点では、圧縮応力の最大値よりも引張応力の最大値の方が大きくなっているところも左サイロットに見られる。

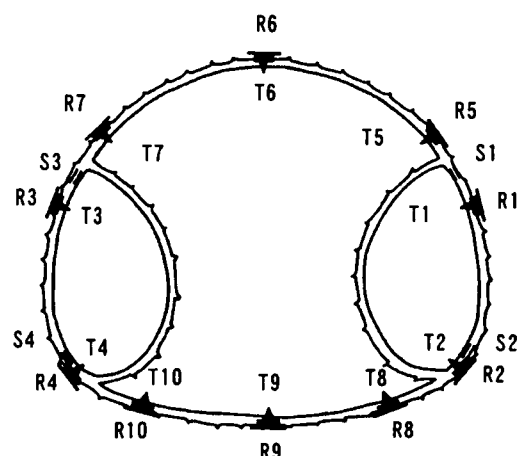


図５－１ 吹付けコンクリート測定器設置位置（成田空港トンネル）

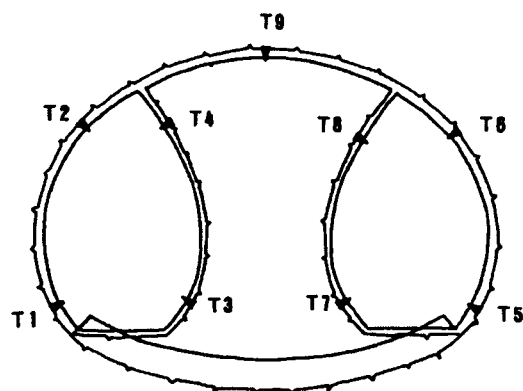


図５－２ 吹付けコンクリート軸方向応力測定器設置位置（栗山トンネル）

最大応力発生地点について見ると、成田空港 8 工区両測点では、T 3 あるいは T 4 と左側後行坑本坑側壁部分であるのに対し、栗山トンネル 2 k 9 5 4 m 地点では右側先行坑上部（T 8）となっている。また、成田空港 T 8 工区の両地点では、T 1 ～ T 4 までの側壁、足元部に比べて、T 5 ～ T 7 のアーチやクラウン部の発生応力が小さい傾向が見られる。この傾向は栗山トンネルでは明確になっていない。

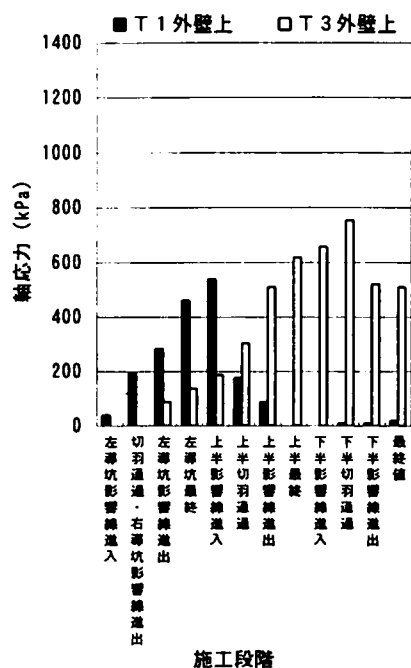


図 5-3 (1)

吹付けコンクリート軸方向応力変化
(成田空港 T63k252m 地点 T1&T3)

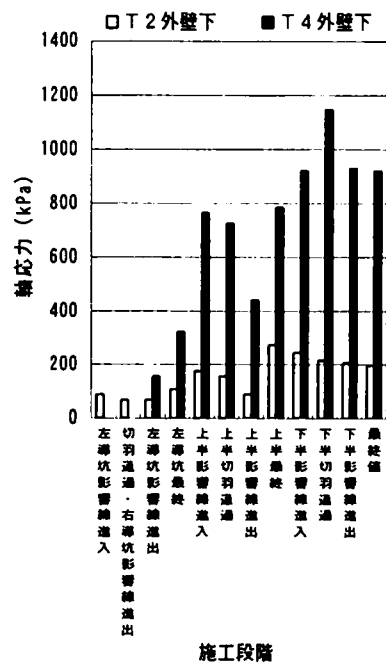


図 5-3 (2)

吹付けコンクリート軸方向応力変化
(成田空港 T63k252m 地点 T2&T4)

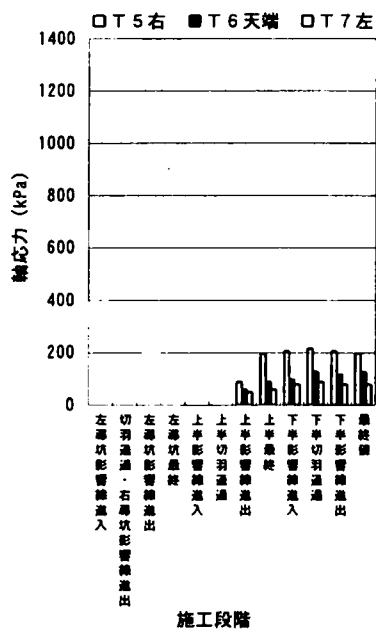


図 5-3 (3)

吹付けコンクリート軸方向応力変化
(成田空港 T63k252m 地点 T5, T6, T7)

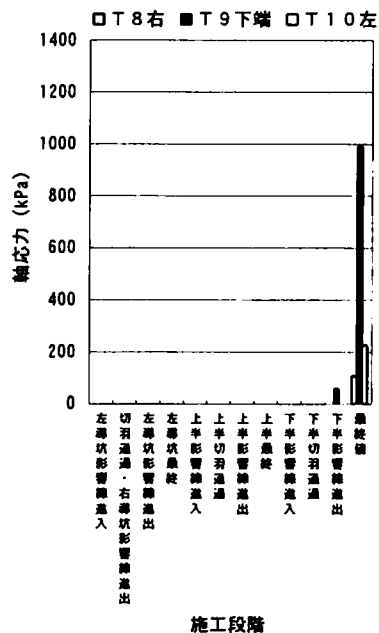


図 5-3 (4)

吹付けコンクリート軸方向応力変化
(成田空港 T63k252m 地点 T8, T9, T10)

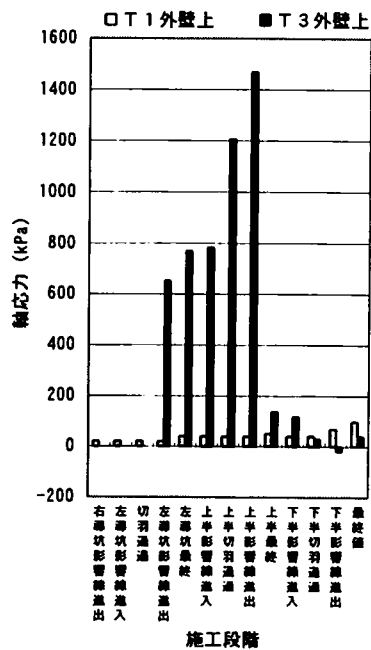


図 5-4 (1)

吹付けコンクリート軸方向応力変化
(成田空港 T63 k 350m 地点 T1 & T3)

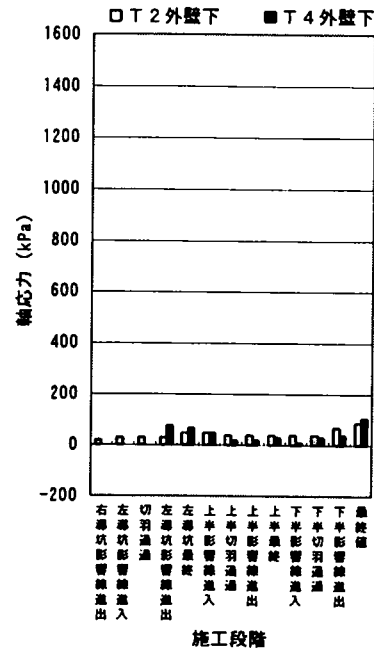


図 5-4 (2)

吹付けコンクリート軸方向応力変化
(成田空港 T63 k 350m 地点 T2 & T4)

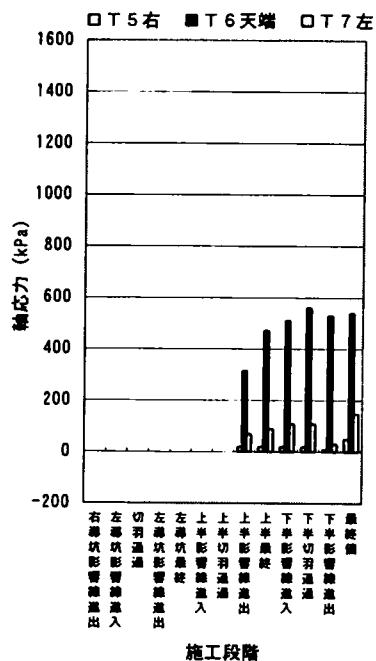


図 5-4 (3)

吹付けコンクリート軸方向応力変化
(成田空港 T63 k 350m 地点 T5、T6、T7)

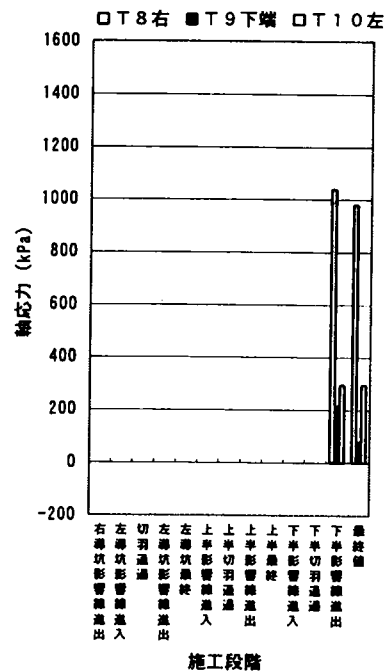


図 5-4 (4)

吹付けコンクリート軸方向応力変化
(成田空港 T63 k 350m 地点 T8、T9、T10)

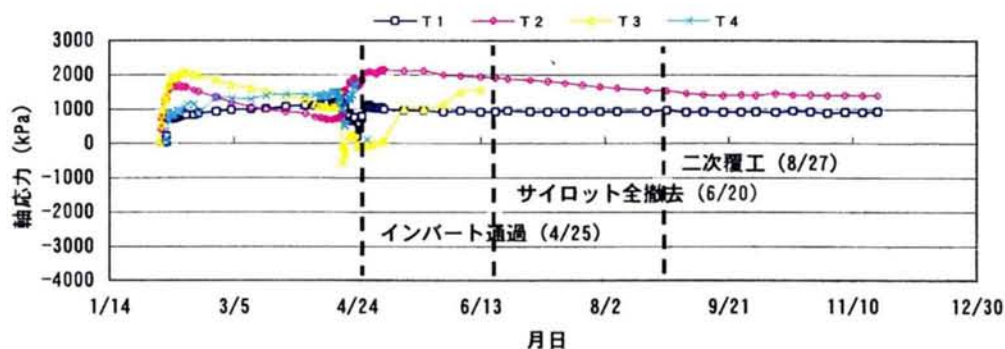


図 5-5(1) 吹付けコンクリート接線方向応力変化
(栗山トンネル 2 k 954m 地点 T1～T4)

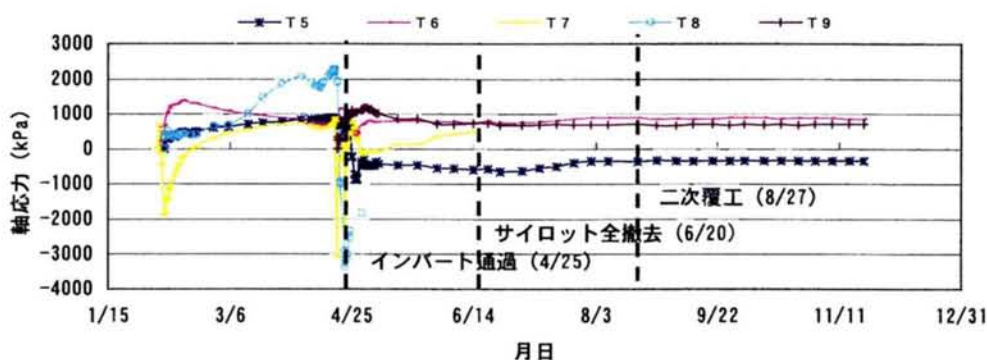


図 5-5(2) 吹付けコンクリート接線方向応力変化
(栗山トンネル 2 k 954m 地点 T5～T9)

対称な位置にある測点の絶対値を比較すると、成田空港 T 8 工区の 2 つの測定断面では、後行坑側の T 3、T 4 の方が先行坑の T 1、T 2 より大きな圧縮応力が発生しているのに対し、栗山トンネル 2 k 9 5 4 m 地点では必ずしもこの傾向は見られない。これは、成田空港 8 工区と栗山トンネルにおける左右導坑の切羽の離れの差に起因する現象と考えられる。

施工の最後にインバートに設置された成田空港 8 工区の測点 T 8、T 9、T 1 0 の最大値は 2 つの測定地点で概ね同じ程度の値となっているが、いずれか 1 つの測点が大きく、他の 2 点は小さい値となり、直近の側壁の測点 T 2、T 4 の大きさとは無関係と思われる。

表 5-3 吹付けコンクリート
接線方向応力の最大値

測定位置	成田空港 T 8 工区		栗山トンネル 矢切工区
	63 k 252m (k Pa)	63 k 350m (k Pa)	2 k 954m (k Pa)
T 1	圧縮 539 引張 -----	167 -----	1176 -----
T 2	圧縮 274 引張 -----	88 -----	2127 -----
T 3	圧縮 755 引張 -----	1470 -20	2048 -549
T 4	圧縮 1147 引張 -----	108 -----	1715 -----
T 5	圧縮 216 引張 -----	49 -----	882 -872
T 6	圧縮 127 引張 -----	559 -----	1372 -----
T 7	圧縮 88 引張 -----	147 -----	882 -3106
T 8	圧縮 108 引張 -----	1038 -----	2274 -3381
T 9	圧縮 990 引張 -----	216 -----	1166 -----
T 10	圧縮 225 引張 -----	294 -----	-----

(b) 応力変化と施工手順

応力変化と施工手順の関係の考察は、成田空港 T 8 工区では左右導坑の切羽の離れが 10 m 以上、栗山トンネルでは 1 m 程度であり、左右導坑の切羽の離れに相違が見られることから、(1) 左右導坑の切羽の離れが大きい場合、(2) 左右導坑の切羽の離れが小さい場合に分けて記述する。

1) 左右導坑の切羽の離れが大きい場合 (成田空港 T 8 工区)

各施工段階における吹付けコンクリート軸応力の変化状況は、図 5-3～図 5-4 に示すとおりである。図中の影響線進入、進出とは、各施工の影響を受ける領域に入ったり、その影響領域から出るときの状態を示す。また、図中の上半、下半とはいずれも中央坑上半、下半を示す。

a) 右導坑 (先行坑) の進行

63k350m 地点では右導坑の進行の影響か左導坑の接近の影響か区別できないが、T 1、T 2 で 100 kPa 以下の圧縮応力が発生する。63k252m 地点では、同じ圧縮応力の発生であるが、20 kPa 程度で更に小さい。

b) 左導坑 (後行坑) の接近

63k252m 地点の T 2 を除き、圧縮応力が同じか増加する方向に向かう。63k252m 地点の T 2 は圧縮応力の減少方向を示すが、変動量はいずれも 20 kPa 以下と小さい。

c) 左導坑 (後行坑) の接近・通過

右導坑に設置された T 1、T 2 では、63k252m 地点の T 1 で 256 kPa まで圧縮応力が増大するが、T 2 では若干の減少傾向が見られる。一方、左導坑に設置された T 3、T 4 では、両地点ともいずれも 78～652 kPa の圧縮応力が発生しており、63k252m 地点の T 3 を除きこの段階から後行坑側の圧縮応力の方が先行坑側よりも大きくなっていく。

d) 導坑の完了 (左導坑最終)

63k350m 地点の左導坑 T 4 を除き、左右導坑が完了するまで圧縮応力が増大する。63k350m 地点 T 4 では圧縮応力がわずかに (10 kPa) 減少する。

圧縮応力の増大量が大きいのは、63k252m 地点の T 1、T 4 および 350m 地点の T 3 で、いずれも 117～264 kPa の増大である。

e) 中央坑上半の接近

63k350m 地点の左右導坑の下半に設置された T 2、T 4 では、中央坑上半の接近によって圧縮応力が減少あるいはほとんど変化しないものの、252m 地点の T 1～T 4 と 350m 地点の残りの測点では、依然として圧縮応力の増大傾向が続いている。特に、252m 地点の T 4 では、その増大量は 441 kPa と大きくなっている。

f) 中央坑上半の通過（上半通過～上半最終）

6 3 k 2 5 2 m地点および3 5 0 m地点いずれも導坑に設置されているT 1～T 4の測点では、中央坑上半の通過に伴い、圧縮応力が減少してしまうものの、一旦減少し、以後再び増加傾向を示すもの、漸増傾向を続けるもの、漸減するもの等様々なタイプがあり、共通の挙動は見られない。

これに対して、中央坑アーチ部に設置されたT 5～T 7の測点では、ほとんど変化しない測点（6 3 k 3 5 0 m地点のT 5）もあるものの、概ね圧縮応力の増加傾向を示し、2 0～4 7 0 kPaの値となる。

g) 中央坑下半の接近

中央坑下半の接近に伴い、6 3 k 3 5 0 m地点の左右導坑の測点T 1～T 4では応力はほとんど変化しないか、1 0～2 0 kPa程度の減少傾向を示すものの、2 5 2 m地点では、逆に、ほとんど変化しないか、増加傾向を示す。

一方、中央坑アーチ部の測点、T 5～T 7では、6 3 k 3 5 0 m地点のT 5がほとんど変化しないほか、すべての測点で圧縮応力の増加傾向が続く。

h) 中央坑下半の通過

導坑部に設置された測点（T 1～T 4）では、6 3 k 2 5 2 m、3 5 0 m両地点とも、増減傾向に類似性、共通性は見られない。発生応力の最大値も2 5 2 m地点の1 1 4 7 kPaであり、3 5 0 m地点のT 3だけが一旦引張応力状態に転じる。

一方、クラウン部に設置されたT 5～T 7については、2 5 2 m地点では下半通過時に一旦、圧縮応力が増加後、減少するという共通の挙動を示す。これに対して、3 5 0 m地点では、一旦圧縮応力が減少するか、あるいは一旦圧縮応力が増加した後減少するという挙動を示す。しかし、いずれの測点でも変動量は7 9 kPa以下で小さい。

中央坑下半掘削時にインバート部に設置されたT 8～T 1 0の測点については、中央坑下半の通過に伴い、2 5 2 m、3 5 0 m両地点とも発生応力がほとんどないか、圧縮応力が発生している状態であり、3 5 0 m地点の発生応力の方が2 5 2 m地点よりかなり大きく1 0 0 0 kPaを越す測点（T 8）もある。

i) 最終状態

中央坑下半の施工が完了した時点では、導坑内側支保は既に撤去されている。導坑に設置された測点T 1～T 4では、6 3 k 3 5 0 m地点T 3を除き中央坑下半通過後続いていた増減傾向の延長線上の変化状況を呈す。変化量はいずれの測点も2 4 5 kPa以下で小さい。6 3 k 3 5 0 m地点のT 3は引張応力状態が圧縮状態に転じるなど不安定な変化を示すものの、変化量は5 9 kPaと他の測点と同等である。

中央坑上半に設置された測点T 5～T 7についても圧縮応力が一旦減少し

たものが再度増大するもの、減少傾向を続けるものが見られるが、変化量は1 8 kPa 以下と小さい。

インバート部に設置された測点T 8～T 1 0については、6 3 k 3 5 0 m 地点では発生した圧縮応力が減少傾向、あるいはほとんど変化しないのに対し、2 5 2 m 地点では圧縮応力が増大する。応力の変化量は2 5 2 m 地点T 9を除いて小さい。

最終応力状態ではすべての測点で圧縮応力となっており、その大きさは1 9 ～9 9 0 kPa と小さい。

2) 左右導坑の離れが小さい場合（栗山トンネル矢切工区）

各施工段階における栗山トンネル矢切工区の吹付けコンクリート軸方向応力の変化状況は、図5－5と5－6に示すとおりである。

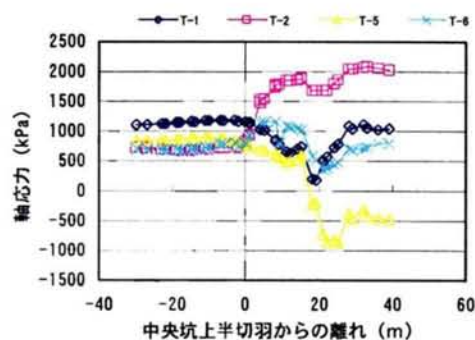


図5－6(1)

吹付けコンクリート接線方向応力変化
(中央坑上半切羽からの離れに対して)
栗山トンネル2 k 954m地点 T1、T2、T5、T6

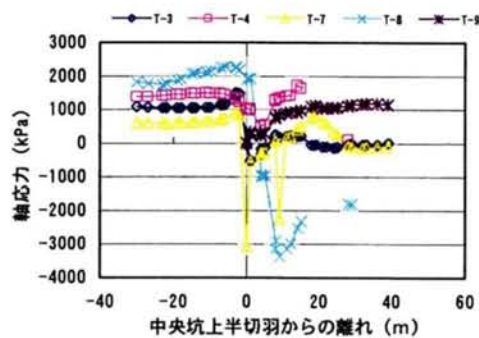


図5－6(2)

吹付けコンクリート接線方向応力変化
(中央坑上半切羽からの離れに対して)
栗山トンネル2 k 954m地点 T3、T4、T7、T8、T9

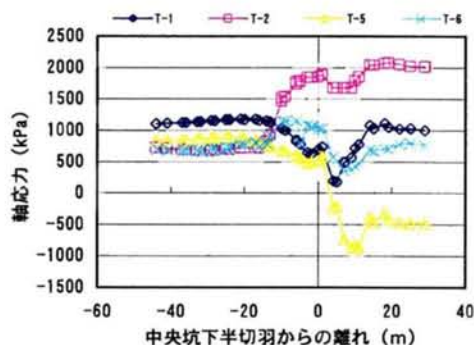


図5－6(3)

吹付けコンクリート接線方向応力変化
(中央坑下半切羽からの離れに対して)
栗山トンネル2 k 954m地点 T1、T2、T5、T6

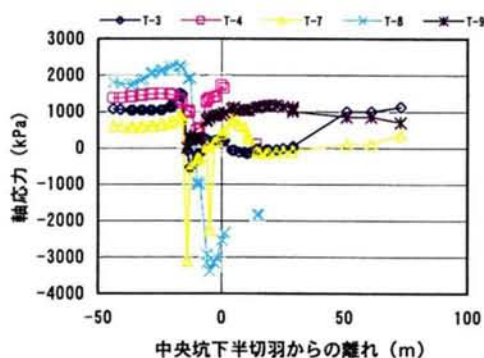


図5－6(4)

吹付けコンクリート接線方向応力変化
(中央坑下半切羽からの離れに対して)
栗山トンネル2 k 954m地点 T3、T4、T7、T8、T9

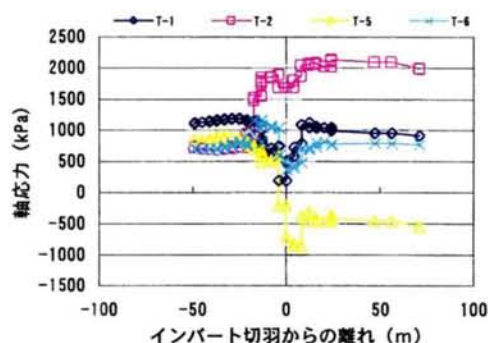


図 5 - 6 (5)

吹付けコンクリート接線方向応力変化
(中央坑インバート切羽からの離れに対して)

栗山トンネル 2 k 954m 地点 T1、T2、T5、T6

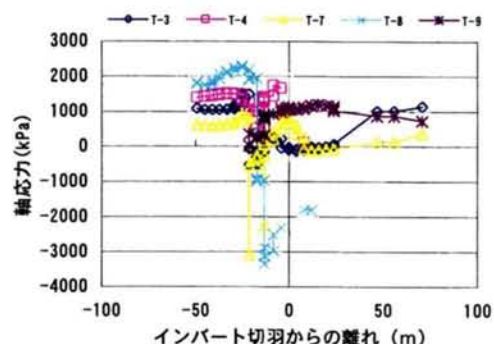


図 5 - 6 (6)

吹付けコンクリート接線方向応力変化
(中央坑インバート切羽からの離れに対して)

栗山トンネル 2 k 954m 地点 T3、T4、T7、T8、T9

a) 導坑通過後 (図 5 - 5)

後行坑 (左導坑) 側の測点 T 1 ~ T 4 では、比較的安定した変化過程をたどり、掘削後圧縮応力が増加し一旦定常化した後漸減または漸増する。しかし、T 2、T 3 は左導坑下半掘削時に一旦 3 0 0 kPa の応力低下が生じる。

これに対して、先行側の測点 T 5 ~ T 8 では、圧縮応力の発生も比較的緩やかで、T 5、T 8 では一旦定常化するものの、T 6、T 7 では左右各導坑下半の通過時に 5 2 1 kPa ~ 2 5 6 8 kPa の急激な圧縮応力の減少が見られるなど施工による変化が激しい。

b) サイロット完了時 (図 5 - 5)

T 1 ~ T 8 までのすべての測点で、導坑通過後の漸増、漸減傾向が引き続いて、サイロット完了 1 ヶ月後程度で一旦変化は落ちつく。しかし、先行坑内側壁上部 T 8 では不安定な変化をたどる。全測点で圧縮応力が発生しており、いずれも、1 9 0 0 kPa 以下である。

c) 中央坑上半の接近 (図 5 - 6)

中央坑上半の接近に伴い中央坑上半通過 8 日前 (上半切羽の離れ 2 7 m) から T 1 ~ T 8 までの全測点が影響を受けはじめ、圧縮応力が増大しはじめる。その増大量は T 3、T 8 を除き小さい値であり、最大でも 4 9 0 kPa である。

d) 中央坑上半の通過 (図 5 - 6)

中央坑上半の通過に伴い、導坑内側の測点 T 3、T 4、T 7、T 8 は急激に圧縮応力が減少する。これに対して、導坑外本坑側上半部の T 2、T 6 は通過に伴い圧縮応力が増加し、足元部の T 1、T 5 はゆるやかに減少する。一方、導坑内側上半部の T 3、T 7 は一旦減少した後増加に転じる。T 3 や T 7 では

引張に転じ、その大きさは一時3100kPaにも達する。幾何学的対称位置に設置されたT1 & T5、T2 & T6、T3 & T7、T4 & T8はいずれも同様の挙動を示しており、挙動の対称性は極めて良好と言える。

一方、中央坑のクラウン部に設置されたT9は、中央坑上半の進行とともに圧縮応力が発生し、一旦定常化するが、下半、インバートの通過とともに圧縮応力が再び急増する。

e) 中央坑下半の接近・通過 (図5-6)

中央坑下半の通過前に、測定位置に下半切羽やインバート切羽が近づいてくる過程でT1～T9までのすべての測定が影響を受ける。導坑外側の測点のうち、T1、T5、T6は圧縮応力が減少し、T2は逆に増大する。導坑内側の測点ではT7が一時的に極端な圧縮応力の低下(引張応力の増大)を示すなど不安定な動きを示すが全体としては圧縮応力の増大(引張応力の低下)する傾向がある。そして、中央坑下半掘削の直接の影響は、下半接近時の影響の継続と考えられ、それまでの影響量に比べ小さいとみなせる。

f) 中央坑インバート通過時(導坑内壁一部撤去) (図5-6)

中央坑インバート通過時には、T3、T5、T7、T8で一旦圧縮応力が減少し引張状態になる。全体的な傾向としてはT1、T2、T5、T6のような本坑外壁のアーチ部分は圧縮の減少、増加、定常化という共通の変化を示すが、T5、T6はT1、T2に比較して変化の発生に時間遅れを伴う。また、サイロット壁は上半と下半の測点で際だった相違が見られる。すなわち、上半の測点(T3、T7)では圧縮応力の減少であり、下半の測点(T4、T8)では導坑壁一部撤去の影響を受け軸応力がゼロの方向に向かう。

これらの挙動は中央坑全体の進行という施工の面から考えると、導坑を除き地山の掘削、施工による基本的な応力変化の挙動は中央坑上、下半の通過で決まり、インバート通過、導坑壁一部撤去では、本坑外壁で軸応力の一時的減少が発生し、また、元の基本的挙動に戻っていく過程を示していると言える。

一方、中央坑クラウン部のT9では、インバートの通過後圧縮応力が最大となり定常化する。

g) 導坑壁全撤去 (図5-5)

本坑外壁のT1は、概ね導坑壁全撤去の影響を受けず定常状態が続く。一方、T2、T5、T6は、導坑壁全撤去が挙動全体に影響を与えることは無いが、T2は圧縮応力が漸減する傾向が継続し、T5は引張応力の減少、T6は圧縮応力の増大の傾向を示す。

これに対して、導坑内側アーチ部のT3、T7は導坑壁一部撤去以来続いている圧縮応力の漸増傾向がそのまま持続して撤去となる。中央坑クラウン部のT9では導坑壁全撤去の影響はほとんど見られない。

全体としては、幾何学的対称位置に設置された測点の挙動としては直接、その影響を受けないという点で挙動の対称性が見られると判断される。

h) 二次覆工の打設 (図 5-5)

すべての測点 (T 1、T 2、T 5、T 6、T 9) で二次覆工の打設による応力変化はほとんど見られない。

i) 長期的時間経過 (図 5-5)

すべての測点 (T 1、T 2、T 5、T 6、T 9) で測点設置後 240～288 日経過後の状態ですべての測点で定常状態が続いている。

(c) 挙動の対称性と再現性

吹付けコンクリート接線方向応力の各測点の変動状況に対称な位置関係を反映した挙動の共通性 (対称性) と異なった測定断面の同じ位置における挙動の共通性 (再現性) について、主要な施工段階ごとに整理してみると、表 5-4～表 5-6 のとおりとなる。

これによれば、左右導坑の切羽の離れの大きい成田空港トンネル 8 工区においては、63k252m 地点では、中央坑上、下半切羽の通過時の導坑の本坑側壁部の挙動に、また、サイロット足元部の挙動に対称性が見られないものの、他は概ね同様の挙動を示しており、対称位置にある測点での挙動に対称性が認められる。

一方、左右導坑の切羽の離れの小さい栗山トンネルにおいては、導坑内側の測点における導坑の掘進が進行する過程や中央坑下半の通過時の挙動に対称性が見られないものの、導坑全撤去時を除く導坑の本坑側壁部の挙動には比較的対称性が見られる。

また、導坑切羽の離れの大きな成田空港トンネル 8 工区では、上半アーチ及びクラウン部の測点 T 6、T 7 で挙動の再現性が見られるほかは導坑完了時の応力状態や中央坑上半の掘削時の挙動に比較的良好な挙動の再現性が見られるものの、全体としては、サイロット工法による施工と吹付けコンクリート接線方向応力の挙動を一義的に規定するような関係は見いだせない。

表 5-4 吹付けコンクリート接線方向応力挙動の対称性（成田空港 T 8 工区）

	成田空港 T 8 工区 (63 k 252m 地点)				成田空港 T 8 工区 (63 k 350m 地点)			
	T1 & T3	T2 & T4	T5 & T7	T8 & T10	T1 & T3	T2 & T4	T5 & T7	T8 & T10
先行坑の進行								
後行坑の接近								
後行坑の通過								
導坑の完了	○	○			○	×		
中央坑上半の接近	○	○			○	×		
中央坑上半の通過	×	○	○		○	○	○	
中央坑下半の接近	×	×	○		○	×	○or△	
中央坑下半の通過	○	×	○	×	×	○	○	○or△
最終状態	○	○	○	○	○	○	○	○

表 5-5 吹付けコンクリート接線方向応力挙動の再現性（成田空港 T 8 工区）

	成田空港 T 8 工区 (63 k 252m & 63 k 350m 地点)									
	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9	T10
先行坑の進行										
後行坑の接近										
後行坑の通過										
サイロットの完了	○	○	○	△or○						
中央坑上半の接近	△or○	△	○	×						
中央坑上半の通過	×	△or○	○	○	○	○	○			
中央坑下半の接近	△	×	×	×	△	○	○			
中央坑下半の通過	△	×	×	○	△	○	○			
最終状態	○	△or×	△or×	△or×	△or×	○	△or×	△or×	△or×	△or×

表 5-6 吹付けコンクリート接線方向応力挙動の対称性（栗山トンネル 2 k 954m 地点）

施工段階	T1&T5	T2&T6	T3&T7	T4&T8
導坑通過後	△or○	△or○	×	△or○
導坑完了時	○	○	○	○
中央坑上半の接近	○	○	○	○
中央坑上半の通過	○	○	○or△	○
中央坑下半の通過	○	×	×	○
中央坑インバート通過時 (導坑壁一次撤去時)	○	△or○	△or×	○
導坑壁全撤去	△or×	△or×		
二次覆工打設時	○	○		
長期的時間経過	○	○		

(d) まとめ

左右導坑の切羽の離れが大きい場合と小さい場合の吹付けコンクリート接線方向応力の測定結果をまとめると、次のようになる。

- 1) 発生応力の最大値は、吹付けコンクリートの強度に比べてかなり小さい。
- 2) 最大圧縮応力の発生地点は、左右導坑の切羽の離れが大きい成田空港トンネル8工区と小さい栗山トンネル矢切工区では異なっているものの、導坑本坑側壁部あるいは、導坑内側部である。
- 3) 左右導坑の離れが小さい場合のほうが大きい場合よりも全体的に導坑に発生する圧縮応力が大きい。これは、左右導坑の離れという要素だけでなく、左右導坑の切羽の離れの小さい栗山トンネルで採用した導坑断面の形状、全体断面に対する大きさの比率等に起因するとも考えられる。
- 4) 成田空港トンネル8工区に見られるアーチ部やクラウン部の発生応力が小さい特性は、トンネル断面形状、トンネル断面形状と導坑断面形状やその大きさの比率に起因することも考えられる。
- 5) 成田空港トンネル8工区に見られる先行坑の発生圧縮応力が後行坑よりも大きい特徴は、左右導坑の切羽の離れの相違に起因する挙動と推定される。
- 6) 吹付けコンクリートの各測点における接線方向応力の挙動には、測定位置によって挙動の対称性、再現性が見られるものとそうでないものが混在しておりサイロット工法による施工の特性を反映した挙動として一義的に規定するようなものは見られない。これは、サイロット工法の施工手順が複雑なこと、また、それぞれの施工手順による支保効果を十分発揮させるためには吹付けコンクリートの厚さ、仕上がり形状、品質等に対して均質で的確、タイムリーな施工技術が必要であるのに対し、これを施工的に反映させることができなかったことが原因と考えられる。

(3) 曲げモーメント

吹付けコンクリートに作用する曲げモーメントは、設置された2本の有効応力計のひずみ値から求められた。サイロット工法を採用したトンネルとしては、成田空港トンネル8工区63k252m地点と350m地点の2カ所でしか測定を実施していないため、左右導坑の切羽の離れが大きい場合の挙動ということになる。

各掘削、施工段階での曲げモーメントの変動状況は、図5-7～図5-8に示

すとおりである。

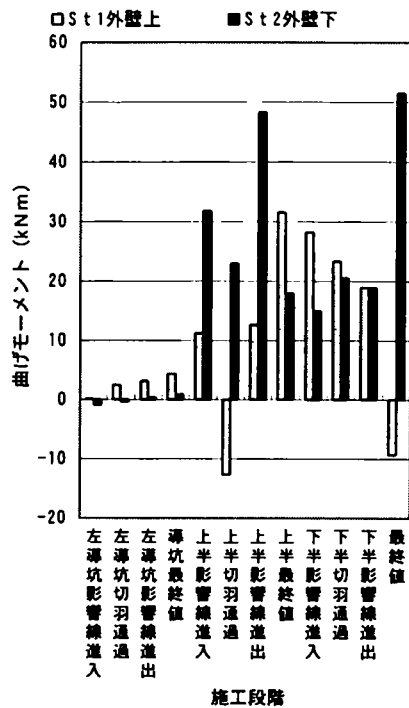


図 5-7(1)
吹付けコンクリート曲げモーメント変化
(成田空港 T63 k 252m 地点 S1、S2)

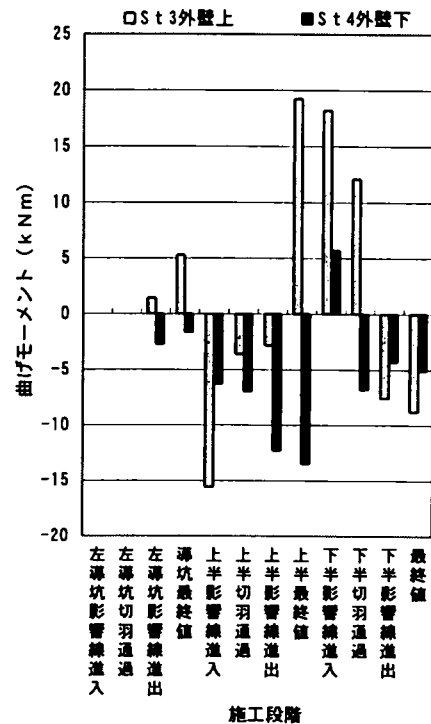


図 5-7(2)
吹付けコンクリート曲げモーメント変化
(成田空港 T63 k 252m 地点 S3、S4)

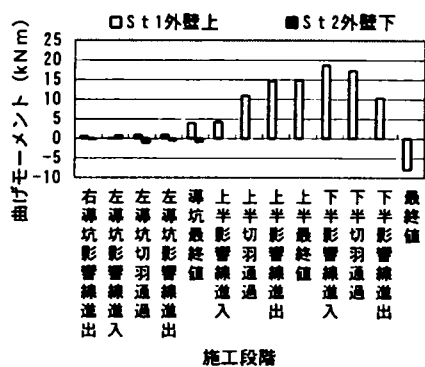


図 5-8(1)
吹付けコンクリート曲げモーメント変化
(成田空港 T63 k 350m 地点 S1、S2)

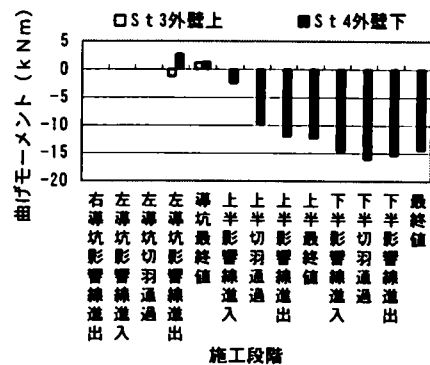


図 5-8(2)
吹付けコンクリート曲げモーメント変化
(成田空港 T63 k 350m 地点 S3、S4)

(a) 発生曲げモーメントの絶対値

発生曲げモーメントの最大、最小値は、表 5-7 に示すとおりである。このトンネルで施工された吹付けコンクリートは厚さ 25 cm、地山側に $\phi 6 \times 100 \times 100$ の溶接金網が入った状態で考えた場合の抵抗曲げモーメントは、

コンクリート圧縮強度を18MPaと仮定すると約15kNm程度である。

63k252m地点の測点S1、S2の内側引張曲げ、S3の内側、外側両引張曲げ、さらに、350m地点のS1の内側引張曲げ、S4の外側引張曲げでは、この15kNmの値を超えている。これらの状態では、引張側のコンクリートにクラックが既に発生していると考えられる。全体としては先行坑の内側引張曲げの方が外側引張の曲げモーメントより絶対値として大きい傾向が見られる。

(b) 曲げモーメントの変化と施工手順

1) 右導坑（先行坑）の進行

右導坑の本坑外壁側に設置されたS1、S2は、63k350m地点で上半部S1は内側引張の曲げモーメント、下半部S2は外側引張の曲げモーメントが発生する。

2) 左導坑（後行坑）の接近

63k252m地点のS1は、わずかに内側引張曲げが発生し、63k350m地点のS1は、内側引張曲げモーメントが減少する。これに対して、350m地点のS2は、外側引張曲げモーメントが減少し、内側引張曲げモーメントに転じる。

3) 左導坑（後行坑）の通過

63k252m、350m両地点のS1は、内側引張曲げモーメントが増加するという共通の挙動を示す。これに対して、350m地点のS2が一旦外側引張に変わるものの、両地点のS2も左導坑通過後は、外側引張曲げモーメントが減少、あるいは内側引張曲げモーメントが増加するという共通の挙動を示す。一方、左導坑に設置されたS3、S4については、発生する曲げモーメントの方向も両地点で全く反対の挙動を示す。この段階での発生曲げモーメントとしては、S3、S4共にS1、S2に比べて若干大きい。

4) 導坑の完了

S1については、両地点共に共通の挙動で、内側引張曲げモーメントの増大が続くものの、S2は63k252m地点で外側引張曲げモーメントから内側引張曲げモーメントに転じ、これが更に増大するものの、350m地点のS2は外側引張のまま逆にこれが増大する傾向を示す。

S3については、両地点共に内側引張曲げモーメントとなるものの、S4は252m地点で外側引張が減少し、350m地点では逆に内側引張の曲げモー

表5-7 吹付けコンクリート
曲げモーメント最大値
(成田空港T8工区)

		成田空港T8工区	
		63k252m kNm	63k350m kNm
S1	α	-12.7	-8
	β	31.5	18.7
S2	α	-1	-0.7
	β	51.5	(1.1)
S3	α	-15.6	(-1.3)
	β	19.2	(1.2)
S4	α	-13.5	-16.1
	β	5.7	2.8

記号 α : 外側引張 β : 内側引張
() は全施工段階で測定値が得られていない参考値

メントが減少する。

5) 中央坑上半の接近

6 3 k 2 5 2 mではS 1, S 2ともに内側引張曲げが増大する。一方、3 5 0 m (S 2は欠測) 地点では、S 1は内側引張曲げモーメントが増大する傾向を示す。内側引張曲げモーメントの絶対値としては2 5 2 m地点S 2で大きく3 0 kNm を越える。

一方、両地点ともS 4は、外側引張曲げモーメントの増大傾向が続く。6 3 k 2 5 2 m地点のS 3は、内側引張から外側引張曲げモーメントに転じ、一時的にこれが増大し1 5 kNm を越える。

6) 中央坑上半の通過～上半完了

6 3 k 2 5 2 m地点のS 1、S 2は、3 5 0 m地点に比べ、少し複雑な挙動となり、中央坑上半の通過時に内側引張曲げモーメントが減少、あるいは外側引張曲げモーメントに転じるものの、以後逆に内側引張曲げモーメントが増大する。ただし、S 2では、その後再び内側引張曲げモーメントが減少する。これに対して、3 5 0 m地点のS 1は、内側引張曲げモーメントが増大する。

S 3については、6 3 k 2 5 2 m地点で外側引張曲げモーメントが減少し、内側引張曲げに転じ、内側引張曲げモーメントが大きく増大する。

S 4では、両地点とも外側引張曲げモーメントが増大する傾向が続く。

7) 中央坑下半の接近

S 1、S 2は、6 3 k 2 5 2 m地点では、若干内側引張曲げモーメントが減少するものの、3 5 0 m地点では、逆に内側引張曲げモーメントが増大する。これに対して、2 5 2 m地点のS 3は内側引張曲げモーメントが減少するが、S 4の変化は複雑で、内側引張曲げモーメントに転じる。3 5 0 m地点のS 4では逆に外側引張曲げモーメントの増大傾向が続く。

8) 中央坑下半の通過

6 3 k 2 5 2 m地点のS 1、S 3ともに内側引張曲げモーメントの減少傾向が続く。そして、S 3では、外側引張曲げに転じる。これに対して、3 5 0 m地点のS 1も内側引張曲げモーメントが減少する傾向を示す、一方、2 5 2 m地点のS 2は内側引張曲げモーメントが増大した後、一旦これが減少する。S 4は内側引張から外側引張に転じた後、再び外側引張が減少するなど増減を繰り返す。3 5 0 m地点のS 4は外側引張曲げの増大が続いた後、漸減傾向に変わる。

9) 最終状態

62k252m、350m両地点のS1ともに、外側引張曲げモーメントに転じる。これに対して、252m地点S2は内側引張曲げモーメントが増大し51.5kNmという大きな値となるが、S4では増減の変化が異なるものの350m地点のS4同様外側引張曲げの状態のままである。

(c) 挙動の対称性と再現性

吹付けコンクリート曲げモーメントの各測点の変動状況を接線方向応力と同様の視点で、挙動の対称性と再現性の観点で整理すると、表5-8、表5-9のとおりとなる。測点の欠落等で評価は困難であるが、測点の位置によってサイロット工法による施工と吹付けコンクリート曲げモーメントの挙動を一義的に規定するような関係は見いだせない。

表5-8 吹付けコンクリート・曲げモーメント挙動の対称性
(成田空港T8工区)

	成田空港T8工区 (63k252m)		成田空港T8工区 (63k350m)	
	S1 & S3	S2 & S4	S1 & S3	S2 & S4
先行坑の進行				
後行坑の接近				
後行坑の通過				
サイロットの完了	○	×	○	×
中央坑上半の接近	×	×		
中央坑上半の通過	×	○		
中央坑下半の接近	○	×		
中央坑下半の通過	○	×		
最終状態	○	×		

表5-9 吹付けコンクリート・曲げモーメント挙動の再現性
(成田空港T8工区)

	成田空港T8工区 (63k252m)		成田空港T8工区 (63k350m)	
	S1	S2	S3	S4
先行坑の進行				
後行坑の接近				
後行坑の通過				
サイロットの完了	○	×	○	×
中央坑上半の接近	△			○
中央坑上半の通過	×			○
中央坑下半の接近	×			×
中央坑下半の通過	○			○
最終状態	○			△

(d) まとめ

左右導坑の切羽の離れが大きい場合の吹付けコンクリート曲げモーメントの測定結果をまとめると、次のようになる。

- 1) 測定された発生曲げモーメントは大きく、吹付けコンクリートに曲げクラックが発生する領域であるが、実際にこれによると思われるクラックは発生していない。
- 2) 先行坑の内側引張曲げモーメントが後行坑よりも、さらに、先行坑の外側引張曲げモーメントよりも大きい傾向が見られる。
- 3) 各測点でのそれぞれの施工段階における曲げモーメントの変化は複雑で、測点の位置に応じたサイロット工法による施工と吹付けコンクリート曲げモーメントの挙動を一義的に規定する関係は見いだせない。

(4) 吹付けコンクリート・地山境界応力

各掘削、施工段階での吹付けコンクリート・地山境界応力挙動の特徴は、図5-9～図5-10に示すとおりである。

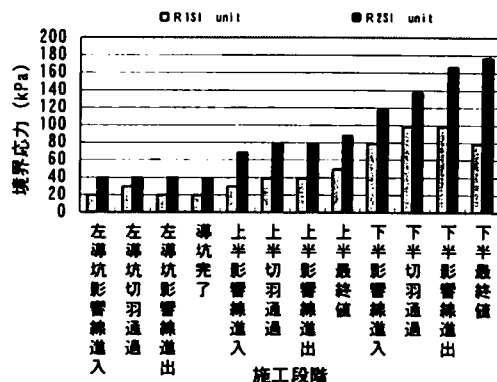


図 5-9 (1) 吹付けコンクリート・地山境界応力変化
(成田空港トンネル 63 k 252m 地点 R1、R2)

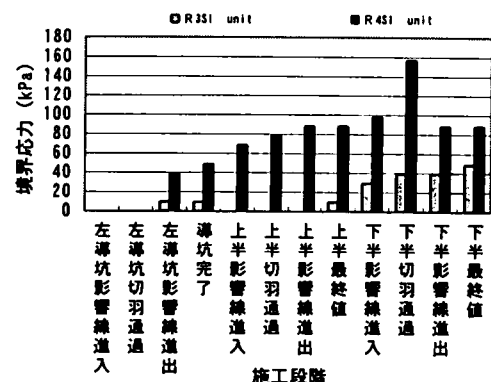


図 5-9 (2) 吹付けコンクリート・地山境界応力変化
(成田空港トンネル 63 k 252m 地点 R3、R4)

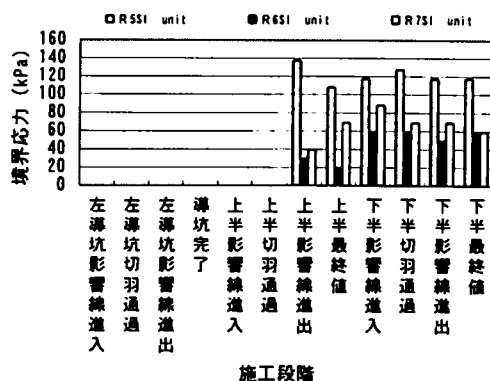


図 5-9 (3) 吹付けコンクリート・地山境界応力変化
(成田空港トンネル 63 k 252m 地点 R5、R6、R7)

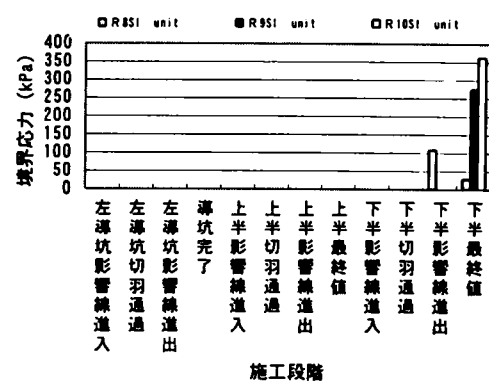


図 5-9 (4) 吹付けコンクリート・地山境界応力変化
(成田空港トンネル 63 k 252m 地点 R8、R9、R10)

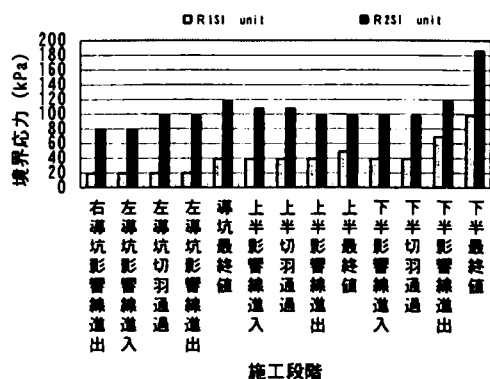


図 5-10(1) 吹付けコンクリート・地山境界応力変化
(成田空港トンネル 63 k 350m地点 R1、R2)

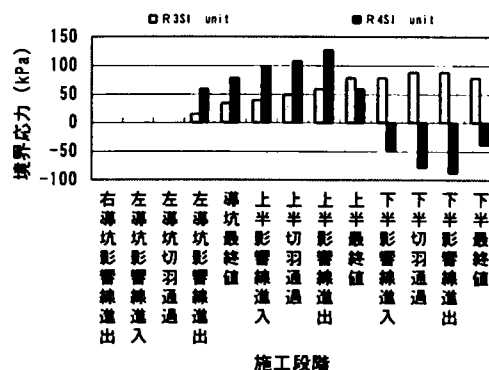


図 5-10(2) 吹付けコンクリート・地山境界応力変化
(成田空港トンネル 63 k 350m地点 R3、R4)

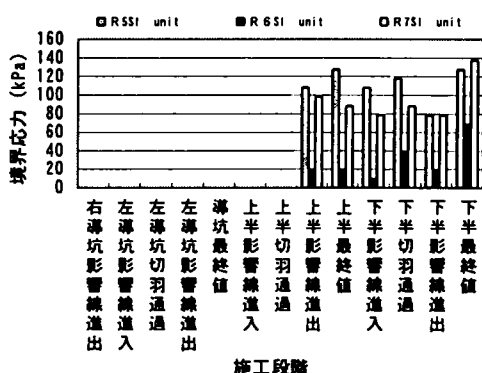


図 5-10(3) 吹付けコンクリート・地山境界応力変化
(成田空港トンネル 63 k 350m地点 R5、R6、R7)

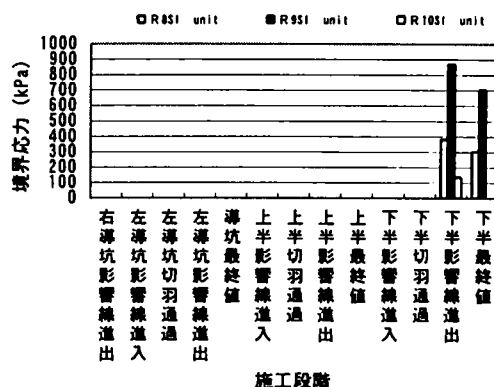


図 5-10(4) 吹付けコンクリート・地山境界応力変化
(成田空港トンネル 63 k 350m地点 R8、R9、R10)

(a) 発生応力の絶対値

発生応力の最大値は、表 5-10 に示すとおりであり、圧縮応力の最大値で概ね 50～870 kPa となっている。一方、引張応力は、成田空港トンネル 8 工区 63 k 350 m 地点の本坑外壁足元部の R4 でわずかに発生しているものの、他の測点では測定されていない。この特徴は前述のショートベンチ工法の場合と大きな相違である。

測点の場所別に見ると、導坑部 (R1～R4) では 50～190 kPa、アーチ、

表 5-10
吹付けコンクリート・地山境界応力の最大値

		成田空港 T 8 工区	
		63 k 252m kPa	63 k 350m kPa
R 1	圧縮	98	98
R 2	圧縮	176	186
R 3	圧縮	49	88
R 4	圧縮	157	127
R 4	引張	---	-88
R 5	圧縮	137	127
R 6	圧縮	59	69
R 7	圧縮	88	137
R 8	圧縮	108	382
R 9	圧縮	274	872
R 10	圧縮	363	137
R 10	引張	---	---

クラウン部（R 5～R 7）では、6 0～1 3 0 kPa といずれも土被り相当圧力に対して2 0～9 0 %となっている。しかし、インバート部では、6 3 k 2 5 2 m地点のR 9、3 5 0 m地点のR 1 0を除き、土被り相当圧力の1. 1～2. 6倍となっており、他の測点では、導坑部やアーチ、クラウン部と同様の割合になっている。

絶対値がインバート部で土被り相当圧力より大きくなる理由は明確ではないものの、インバート側で土被り相当圧力に対して大きな割合の吹付けコンクリート・地山境界応力が発生することは、このトンネルにおいては、下半が掘削され、インバート閉合完了までに支保全体が沈下することによって、アーチ、クラウン部での境界応力が減少し、インバート閉合がなされて初めて反力が十分得られ、安定する構造となることを示しているものと考えられる。

（b）応力変化と施工手順

それぞれの施工段階における吹付けコンクリート・境界応力の変化の特徴は次のようになる。

1）右導坑（先行坑）の進行と接近

6 3 k 2 5 2 m、3 5 0 m両地点共に、右導坑側壁のアーチ、下半部に設置されている測点R 1、R 2 共に圧縮応力が発生している。いずれの地点でも下半の測点R 2の圧縮応力のほうが少し大きい。

2）左導坑（後行坑）の通過

左導坑の通過に伴って、6 3 k 2 5 2 m地点のR 1、3 5 0 m地点のR 2では圧縮応力の増大が見られるが、2 5 2 m地点のR 2、3 5 0 m地点のR 1では圧縮応力に変化は見られない。

これに対して、両地点共に、R 1、R 2と対称な位置にある左導坑の測点R 3、R 4では、いずれも圧縮応力の発生が見られるものの、その絶対値は、R 1、R 2において右導坑進行時に発生した値と同等か、小さい程度である。

3）導坑の完了

左導坑が通過し、導坑が完了するまでの間に、6 3 k 2 5 2 m地点のR 1、R 2を除き、いずれも圧縮応力に増大傾向が見られる。一方、2 5 2 m地点のR 1では、わずかな圧縮応力の減少が見られ、同地点のR 2では応力にほとんど変化が見られない。

4）中央坑上半の接近

中央坑上半の接近に伴い、6 3 k 3 5 0 m地点のR 1、R 2では、応力変化がほとんど見られないが、R 2では圧縮応力が減少する。また、2 5 2 m地点のR 3では、圧縮応力が減少しほぼゼロとなる。これに対して、3 5 0 m地点及び2 5 2 m地点の他の測点では、圧縮応力の増大傾向が続く。

5) 中央坑上半の通過、完了

6 3 k 2 5 2 m、3 5 0 m両地点とも中央坑上半の通過に伴う応力状態の大きな変化は、いずれの測点でも観測されないが、圧縮応力の漸増傾向が見られる。しかし、一旦増加した圧縮応力も3 5 0 m地点ではR 2とR 4では漸減傾向に変わる。一方、6 3 k 2 5 2 m地点では、いずれも圧縮応力の漸増傾向が続くかあるいは、定常状態になる。

これに対して、上半の通過とともに設置された測点R 5～R 7では、両地点とも圧縮応力が発生する。さらに上半が進行すると、3 5 0 m地点のR 5と2 5 2 m地点R 7では圧縮応力が増大するが、3 5 0 m地点R 6ではほとんど変化しない。他の測点では、発生した圧縮応力が一旦あるいは暫時減少する傾向が見られる。

6) 中央坑下半の接近

左右導坑に設置された測点R 1～R 4では、6 3 k 2 5 2 m地点、3 5 0 m地点で応力変動に際違った違いが見られ、後者ではほとんど圧縮応力に変化が見られないか、あるいは圧縮応力が減少する挙動が見られるのに対し、前者では圧縮応力の増大傾向が見られる。

中央坑上半部に設置された測点R 5～R 7についても同様の相違が見られ、6 3 k 2 5 2 m地点では圧縮応力の増加傾向が見られるのに対し、3 5 0 m地点では圧縮応力に減少傾向が確認される。

7) 中央坑下半の通過

中央坑下半の通過に伴い、左右導坑に設置されたR 1～R 4の測点では6 3 k 3 5 0 m地点の測点R 4を除きいずれの測点でも変化がないかあるいは、圧縮応力の増大傾向を示す。通過後は、3 5 0 m地点の全測点と2 5 2 m地点のR 2とR 3では圧縮応力の漸増傾向が続くものの、2 5 2 m地点のR 1とR 4では通過時に増加した圧縮応力が減少に転じる。これに対して、3 5 0 m地点のR 4では、引張応力が増大する。

一方、中央坑上半に設置された測点R 5～R 7のうち、6 3 k 3 5 0 m地点では、一旦圧縮応力の増大が見られるものの、下半切羽通過後、圧縮応力が減少する。6 3 k 2 5 2 m地点では、R 5で圧縮応力の増大が見られるものの、R 6やR 7では逆に圧縮応力の減少が見られる。

インバート部分に設置された測点R 8～R 10では、6 3 k 2 5 2 m地点のR 9とR 10ではほとんど応力の発生が見られないものの、他の測点では圧縮応力が生じている。特に、3 5 0 m地点のR 8とR 9では大きな圧縮応力が発生している。

8) 最終状態

6 2 k 2 5 2 m地点の測点R 1、R 6及び6 2 k 3 5 0 m地点の測点R 3～

R 7で下半通過時の挙動と反対の変化を示すが、両地点の導坑部、中央坑上半部に設置した他の測点では、中央坑下半通過時の挙動の傾向がそのまま続く傾向を示す。350m地点のR 4、R 6の両測点では、一旦圧縮応力が減少あるいは引張応力が増大した後、圧縮応力が増大あるいは引張応力が減少する同じ変化傾向を示し、また、252m地点R 6でも同様の变化傾向を示す。

これに対して、インバート部に設置した測点（R 8～R 10）では、中央坑下半の通過時に応力の発生がほとんど無かった測点で圧縮応力の増大が見られるが、中央坑下半通過時に圧縮応力が発生した測点では、いずれも圧縮応力が減少する挙動を示す。

（c）挙動の対称性と再現性

吹付けコンクリート・地山境界応力の各測点の変動状況を、吹付けコンクリート接線方向応力と同様の視点で挙動の対称性と再現性の観点で整理すると、表5-11、表5-12のとおりとなる。

表5-11 吹付けコンクリート・地山境界応力挙動の対称性（成田空港T8工区）

	成田空港T8工区 (63k252m)				成田空港T8工区 (63k350m地点)			
	R1 & R3	R2 & R4	R5 & R7	R8 & R10	R1 & R3	R2 & R4	R5 & R7	R8 & R10
先行坑の進行								
後行坑の接近								
後行坑の通過								
導坑の完了	○	○			○	○		
中央坑上半の接近	×	○			△	×		
中央坑上半の通過	△or×	○	△or×		△or○	△or×	△or×	
中央坑下半の接近	○	○	○		×	×	○	
中央坑下半の通過	○	○or△	×	×	△or×	×	○	○
最終状態	×	△or×	△or×	×	×	○	○	○

表5-12 吹付けコンクリート・地山境界応力挙動の再現性（成田空港T8工区）

	成田空港T8工区 (63k252m)					& 成田空港T8工区 (63k350m地点)				
	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10
先行坑の進行										
後行坑の接近	○	○								
後行坑の通過	△or×	△or×	○	○						
導坑の完了	×	×	×	○						
中央坑上半の接近	△	×	×	○						
中央坑上半の通過	○	×	△or×	△or×	△or×	△or○	△or×			
中央坑下半の接近	×	△	△	×	×	×	×			
中央坑下半の通過	△or○	△or○	○	×	○	△	×	○	×	×
最終状態	×	○	×	△or×	△or×	○	×	○	×	×

サイロットの本坑側壁部足元の測点やアーチ部の測点、さらにインバート隅角部の測点に概ね挙動の対称性が見られる測定断面があるものの、全体としての挙動の対称性は良くない。

挙動の再現性についても、再現性に乏しく吹付けコンクリート接線方向応力、

曲げモーメントと同様にサイロット工法による施工と吹付けコンクリート・地山境界応力の挙動と一義的に規定するような関係は見いだせない。

(d) まとめ

左右導坑の切羽の離れが大きい場合の吹付けコンクリート・地山境界応力の測定結果をまとめると、次のようになる。

- 1) 導坑部やアーチ部で発生する境界応力の最大値は、測点深さでの土被り相当圧力の20～90%であり、インバート部では110～260%と大きくなっている。このことは、施工過程における支保全体の沈下がインバート閉合によって止まり、地山全体の荷重と支保の荷重をインバート部が支えるという構造に近い状態となっていることを示しているものとも考えられるが、そのメカニズムを裏付ける他の証拠は見つかっていない。
- 2) 後行坑の掘削は、先行坑のサイロットの本坑側壁部の境界応力にはほとんど影響を及ぼさない。
- 3) 吹付けコンクリート・地山境界応力の変動も吹付けコンクリート接線方向応力と同様、サイロット工法による施工と吹付けコンクリート・地山境界応力の変動を一義的に規定するような関係は見あたらない。これも、サイロット工法の施工手順が複雑なこと、また、その施工過程で吹付けコンクリートの厚さが局所的に異なったり、強度や変形性能も時間とともに変化するという吹付けコンクリートの特徴が複雑に影響した結果として計測結果が得られたためと考えられる。

2-2 ロックボルトの挙動¹⁾

(1) 現場計測

現場計測に用いた計測器の諸元とそれらの設置位置、掘削手順は、表5-13と図5-11～図5-12に示すとおりである。成田空港トンネル8工区、栗山トンネル（矢切工区）ともに軸方向ひずみだけの測定となっている。

表5-13 ロックボルトひずみ測定機器

トンネル名	測定機器	記号	備考
成田空港T 8工区 63k252m 63k350m	ロックボルト加工型 ひずみゲージ	B1～B18	B1～B12 L=5.0m B13～B18 L=3.0m
栗山トンネル (矢切工区) 2k954m	ロックボルト加工型 ひずみゲージ	RB1～RB4	L=3.0m

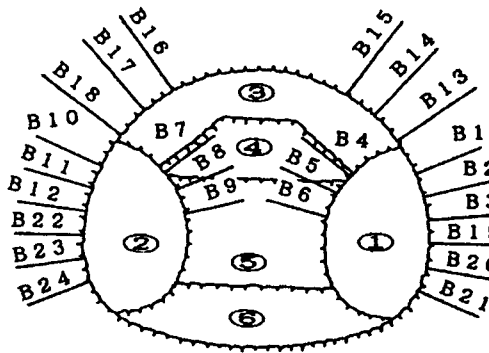


図5-11 ロックボルト打設位置
と掘削手順（成田空港T8工区）

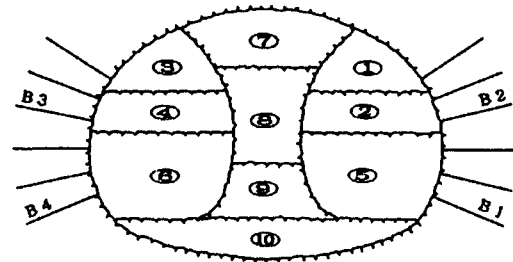


図5-12 ロックボルトひずみ測定器
設置位置と掘削手順（栗山トンネル）

(2) ひずみ

(a) 発生軸方向ひずみの絶対値

各ロックボルトごとの軸方向ひずみの最大値とその発生時期は表5-14、表5-15に示すとおりである。ただし、ここでは成田空港Tの導坑撤去時に影響を大きく受けて値が変動する。B4～B9の導坑内周側に打設されたロックボルトは検討の対象から除外している。

左右導坑に設置されたロックボルト（成田空港T8工区では、B1～B12、栗山トンネル（矢切工区）では、RB1～RB4）では、引張ひずみが最大で1096 μ （成田空港T8工区63k252m地点B11）、圧縮ひずみは最大で

727 μ （成田空港T8工区63k350m地点B11）となっている。各ロックボルトごとの引張、圧縮ひずみの最大値のうち、比較的大きな値は主として、中央坑上半または、下半の通過によって引き起こされている。

表5-14 (a) ロックボルト軸方向ひずみの最大値（成田空港T8工区）

成田空港T8工区63k350m		B-1	B-2	B-3	B-4	B-5	B-6	B-19	B-20	B-21	B-7	B-8	B-9	B-10	B-11	B-12	B-22	B-23	B-24	B-13	B-14	B-15	B-16	B-17	B-18
最大値	引張	158	263	180				94.8	411	369				211	1096	169	94.8	94.8	190	379	306	653	73.7	137	169
	圧縮	63	74	63				284	0	32				200	474	337	21	0	11	379	137	105	116	358	169
成田空港T8工区63k350m		B-1	B-2	B-3	B-4	B-5	B-6	B-19	B-20	B-21	B-7	B-8	B-9	B-10	B-11	B-12	B-22	B-23	B-24	B-13	B-14	B-15	B-16	B-17	B-18
最大値	引張	137	53	179				0	94.8	94.8				10.5	284	479	0	42.1	190	295	1275	316	295	348	485
	圧縮	126	147	337				137	158	190				102	727	115	158	74	32	84	53	379	42	0	147

表5-14 (b) ロックボルト軸方向ひずみの最大値（栗山トンネル2k954m地点）

栗山トンネル2k954m		RB-1	RB-2	RB-3	RB-4	
最大値	引張	462	96	64	475	μ
	圧縮	-643	-207	-40	-492	μ

表5-15 (a) ロックボルト軸方向ひずみ最大値の発生時期（成田空港T8工区）

測点	成田空港T8工区63k252m		成田空港T8工区63k350m	
	引張	圧縮	引張	圧縮
B-1	中央坑上半完了時	中央坑下半接近時（5日前）	中央坑下半完了（最終）	中央坑下半通過後
B-2	中央坑下半通過後（10日後）	中央坑上半完了時	中央坑下半通過後	中央坑下半通過後
B-3		中央坑上半完了直前	右導坑通過後（5日後）	中央坑上半完了時
B-4	左導坑通過5日後	右導坑通過後20～30日後	サイロット撤去直前	サイロット撤去前
		中央坑上半通過後		
B-5	中央坑上半接近開始時		中央坑上半接近時	右導坑通過後・中央坑上半接近時
B-6	サイロット撤去直前		サイロット撤去直前	右導坑通過後・中央坑上半接近時
B-19	中央坑下半接近時（5日前）	下半通過後～完了時まで		中央坑下半通過後（20日後）
B-20	中央坑下半接近～完了まで		中央坑下半接近時（5日前）	中央坑下半完了時
B-21	中央坑下半通過後（5日後）	中央坑下半通過後（5日後）	中央坑下半通過後（5日後）	中央坑下半完了時
B-7	左導坑通過時	サイロット撤去直前	中央坑上半接近時	中央坑上半接近時
B-8	左導坑完了時	サイロット撤去直前		サイロット撤去前
B-9	左導坑完了時	サイロット撤去直前	サイロット撤去前	サイロット撤去前
B-10	中央坑下半完了時	中央坑上半通過時	中央坑下半通過後	中央坑下半通過後
B-11	中央坑下半完了時	中央坑下半完了時	中央坑下半通過後	中央坑下半完了時
B-12	中央坑下半完了時	中央坑上半接近時	中央坑上半完了時	中央坑下半完了時
B-22	中央坑下半通過後（5日後）	中央坑下半通過時		中央坑下半完了時
B-23	中央坑下半通過後（5日後）		中央坑下半通過後（5日後）	中央坑下半完了時
B-24	中央坑下半通過後（5日後）	中央坑下半完了時	中央坑下半通過後（5日後）	中央坑下半通過後（20日後）
B-13	中央坑下半完了時	中央坑上半完了時	中央坑下半完了時	中央坑上半通過後
B-14	中央坑下半完了時	中央坑上半通過後	中央坑下半完了時	中央坑上半通過後
B-15	中央坑下半通過後（20日後）		中央坑下半完了時	中央坑上半通過後
B-16	中央坑上半通過後	中央坑下半通過時		中央坑下半通過後（20日後）
B-17	中央坑上半通過後	中央坑上半完了時	中央坑下半完了時	中央坑上半通過後
B-18	中央坑上半完了時	中央坑上半完了時	中央坑下半完了時	中央坑上半通過後

表5-15 (b) ロックボルト軸方向ひずみ最大値の発生時期（栗山トンネル2k954m地点）

測点	引張	圧縮
RB-1		中央坑上半通過後
RB-2	左導坑下半通過時	中央坑上半通過後
RB-3	左導坑下半通過時	右導坑完了時
RB-4	中央坑インバート通過時	中央坑上半通過後

- * 通過時；掘削切羽が測点に到達したかまたは、最初に測点を通過した時点
- * 通過後；掘削切羽が測点を通過した後で、そのほかの影響要因が現れる前の時点
- * 掘削後；通過後と同義
- * 掘削時；通過時と同義

左右導坑の離れが大きい成田空港T8工区の場合、先行坑（右導坑）と後行坑（左導坑）で引張、圧縮ひずみの絶対値としての発生状況に特異な傾向は見られないが、後行坑外周部に打設されたロックボルトに大きな値が発生している傾向

が見られる。また、後行坑では、外周部のロックボルトの方が内周部のロックボルトよりも大きな引張ひずみが発生しているが、これは、内周部のロックボルトが中央坑上、下半の通過による地山の応力再配分の影響を受けることなく、掘削により撤去されることによると考えられる。しかし、先行坑では、必ずしもこのような傾向は現れず、内周部のロックボルトが後行坑の掘進の影響を外周部より大きく受けるためと考えられる。

中央坑アーチに設置されたロックボルト（成田空港T8工区、B13～B18）では引張ひずみが最大1275 μ （63k252m地点、B15）、圧縮ひずみが最大で379 μ （63k252m地点、B13と同350m地点、B15）となっている。63k252m地点、B15の1275 μ は、鋼材の許容応力を超えた値である。63k350m地点では、B15を除き引張ひずみの最大値の方が圧縮ひずみの最大値より大きく、中央坑下半が完了してトンネル全体の掘削が完了した時点でアーチ部のロックボルトが引張ひずみの最大値を示すという特徴をもっている。一方、63k252m地点では、中央坑上下半の掘削時に引張・圧縮とも最大値を示すものが多いが、必ずしも、このような傾向は見られず、その時々地山の動きに応じて引張、圧縮ひずみの最大値が発生している。

さらに、導坑壁撤去に対応して打設された導坑下半部のロックボルト（B19～B24）については、63k252m地点では、B19を除き引張ひずみの最大値が圧縮ひずみのそれよりも大きい傾向を示すものの、63k350m地点では、逆に、B24を除き、63k252m地点とは反対の傾向となっている。

（b）軸方向ひずみの変化と施工手順

軸方向ひずみの変化と施工手順の関係について、左右の導坑の切羽の離れが大きい場合と小さい場合について考察する。各施工段階で得られたそれぞれのロックボルトにおける軸方向ひずみ挙動の特徴を、表5-16に示す施工段階に分けて整理すると、表5-17～表5-19に、また、ひずみ分布形状の推移は、図5-13～図5-15に示すとおりである。以下、ひずみ分布図の横軸はトンネル壁面からの離れ（m）を示し、ひずみは軸力に換算して示してある。これによれば、ひずみの局所的な変動傾向に注目すると類似あるいは共通の挙動を示すボルトが少なからず見られる。

表5-16 ロックボルト軸方向ひずみ挙動評価の施工段階

	成田空港T8工区	栗山トンネル
施 工 段 階	・左導坑の通過	・導坑通過後からサイロット完了まで
	・左導坑通過後からサイロット完了まで	・中央坑上下半の通過
	・中央坑上半の通過	・中央坑インバートの通過
	・中央坑上半の接近からサイロットの撤去まで	・中央坑インバートの通過後
	・中央坑上半通過後から中央坑上半完了まで	
	・中央坑下半の通過	
	・中央坑下半の通過後	

表5-17 ロックボルト軸方向ひずみの変動と施工の関係（成田空港トンネル8工区 63k 252m地点）

ボルト記号	影響の大きい施工段階	影響内容	影響の発生メカニズム	類似影響の有無と場所
B1	・中央坑下半の通過後	盤面部と地山側の引張増大と中央部の圧縮増大（局所的な要因）		
B2	特になし	特になし	特になし	
B3	特になし	特になし	特になし	
B4	・左導坑の通過 ・左導坑通過後からサイロット完了まで	全体的な圧縮の増大（引張の減少） 地山側の圧縮の増大（引張の減少）	地山の内空側への変形を支保が拘束 （局所的な要因）	252m 地点B6
B5	・中央坑上半の接近とサイロットの撤去	全体的な引張の増大（減少）	地山の内空側への変形	
B6	特になし	特になし	特になし	
B19	・中央坑下半の通過後	盤面部の引張の減少（圧縮の増大）	（局所的な要因）	
B20	・中央坑下半の通過後	中央部の引張の減少（減少）	（局所的な要因）	
B21	特になし	特になし	特になし	
B7	特になし	特になし	特になし	
B8	特になし	特になし	特になし	
B9	・左導坑の通過後からサイロットの完了まで ・中央坑上半の接近とサイロットの撤去	地山側の引張の増大 全体的な圧縮の増大	（局所的な要因） 地山の内空側への変形を支保が拘束	
B10	・中央坑上半の通過	全体的な圧縮の減少（引張の増大）	地山の内空側への変形	252m 地点B11
B11	特になし	特になし	特になし	
B12	・中央坑下半の通過	盤面部の圧縮の増大と地山の引張の増大	（局所的な要因）	
B22	特になし	特になし	特になし	
B23	特になし	特になし	特になし	
B24	特になし	特になし	特になし	
B13	・中央坑下半の通過	全体的な引張の増大（圧縮の減少）	地山の内空側への変形	
B14	特になし	特になし	特になし	
B15	・中央坑下半の通過後	一部を除き全体に引張の増大	地山の内空側への変形と局所的な要因	
B16	・中央坑下半の通過後	局所的な増減（変化小さい）	（局所的な要因）	
B17	・中央坑上半通過後から中央坑上半完了まで	全体的な圧縮の増大（引張の減少）	地山の内空側への変形を支保が拘束	

表5-18 ロックボルト軸方向ひずみの変動と施工の関係（成田空港トンネル8工区 63k 350m地点）

ボルト記号	影響の大きい施工段階	影響内容	影響の発生メカニズム	類似影響の有無と場所
B1	・左導坑の通過	局所的な引張の増大（圧縮の減少）	局所的な要因	350m 地点B6
	・左導坑通過後からサイロット完了まで	局所的な引張、圧縮の増大	局所的な要因	252m 地点B1、B2、B3、B5
	・中央坑上半の通過	全体的な圧縮の増大（引張の減少）	地山の内空側への変形を支保が拘束	350m 地点B4、B9、B11
	・中央坑上半通過後から中央坑上半完了まで	局所的な圧縮、引張の増大	局所的な要因	252m 地点B2、B3、B5、B6、B7、B10、B11
	・中央坑下半通過	全体的な圧縮の減少（引張の増大）	地山の内空側への変形	350m 地点B3、B10、B11
	・中央坑下半通過後	盤面部の引張の増大と地山側の圧縮の増大 （盤面部の圧縮の減少と地山側の引張の減少）	局所的な要因	252m 地点B2、B12
				350m 地点B2、B10、B11、B13
B2	・左導坑の通過	盤面部の圧縮の増大（引張の減少）	地山の内空側への変形を支保が拘束	252m 地点B13、B18
	・左導坑通過後からサイロット完了まで	全体的な圧縮の増大（引張の減少）	地山の内空側への変形を支保が拘束	350m 地点B10、B14、B15、B18、B21、B24
	・中央坑上半通過	局所的な圧縮の増大（引張の減少）	（局所的な要因）	252m 地点B1、B2、B10、B11、B13、B14
	・中央坑下半通過	局所的な引張の増大（圧縮の減少）	（局所的な要因）	B17、B18、B20、B21、B22、B23、B24
B3	・左導坑の通過	盤面部の引張の増大と地山側の圧縮の増大 （盤面部の圧縮の減少と地山側の引張の減少）	局所的な要因	350m 地点B12、B13、B20、B22
	・中央坑上半通過後から中央坑上半完了まで	全体的な圧縮の増大（引張の減少）	地山の内空側への変形を支保が拘束	350m 地点B4
	・中央坑下半通過	全体的な圧縮の増大（引張の減少）	地山の内空側への変形を支保が拘束	350m 地点B2、B3、B8、B10、B12
	・中央坑下半通過後	中央部の圧縮増大、盤面・地山側の圧縮減少	（局所的な要因）	350m 地点B11
B4	・中央坑上半の接近とサイロットの撤去	盤面部の圧縮の増大（引張の減少）	地山の内空側への変形を支保が拘束	252m 地点B4、B7、B8
	・左導坑の通過	地山側の引張の減少	（局所的な要因）	
B5	・左導坑通過後からサイロット完了まで	全体的な引張の増大（圧縮の減少）	地山の内空側への変形	350m 地点B6
	・中央坑上半の接近とサイロットの撤去	中央部の引張（圧縮）の激しい増減	（局所的な要因）	252m 地点B1、B8
B6	・中央坑上半の接近とサイロットの撤去	地山側の引張（圧縮）の激しい増減	（局所的な要因）	
B19	・中央坑下半の通過後	盤面部の圧縮の増大と地山側の圧縮の減少	地山の内空側への変形を支保が拘束	350m 地点B24
B20	特になし	特になし	特になし	252m 地点B11、B13、B17、B21、B22、B23
B21	特になし	特になし	特になし	
B7	・左導坑通過後からサイロット完了まで	地山側の圧縮の増大（引張の減少）	（局所的な要因）	
B8	・中央坑上半の接近とサイロットの撤去	全体的な圧縮の減少（引張の増大）	地山の内空側への変形	252m 地点B6
B9	・中央坑上半の接近とサイロットの撤去	内空側の引張の増大と地山側の圧縮の増大	（局所的な要因）	
B10	・中央坑下半の通過後	全体的な圧縮の増大	地山の内空側への変形を支保が拘束	350m 地点B21
B11	・中央坑下半の通過	中央部の引張の増大と盤面部の圧縮の増大	（局所的な要因）	252m 地点B2
B12	・中央坑上半の通過	中央部の圧縮増大と盤面・地山側の引張の増大	（局所的な要因）	
	・中央坑上半通過後から中央坑上半完了まで	全体的な引張の増大（圧縮の減少）	地山の内空側への変形	350m 地点B14、B16、B17、B18
B22	特になし	特になし	特になし	252m 地点B14、B15
B23	特になし	特になし	特になし	
B24	特になし	特になし	特になし	
B13	・中央坑下半の通過	盤面部の引張の増大と地山側の圧縮の増大	（局所的な要因）	252m 地点B15
B14	・中央坑下半の通過後	全体的な引張の増大	地山の内空側への変形	350m 地点B15、B16、B17、B18、B23
B15	特になし	特になし	特になし	252m 地点B10、B12、B14、B18
B16	特になし	特になし	特になし	
B17	特になし	特になし	特になし	
B18	特になし	特になし	特になし	

表5-19 ロックボルト軸方向ひずみの変動と施工の関係（栗山トンネル2 k 9 5 4 m地点）

ボルト記号	影響の大きい施工段階	影響内容	影響発生メカニズム	類似影響の有無と場所
R B-1	・サイロット完了まで	全体的な圧縮の増大	地山の内空側への変形を支保が拘束	R B-4
	・中央坑下半の通過	全体的な圧縮の減少	地山の内空側への変形	R B-4
	・中央坑インパートの通過	ひずみ分布の完全な逆転 (全体的な引張の増大(圧縮の減少))	地山の内空側への変形	R B-2、3、4
	・中央坑インパート通過後	ひずみ分布の完全な逆転 (全体的な引張の減少(圧縮の増大))	地山の内空側への変形を支保が拘束	R B-2、3、4
R B-2	・サイロット完了まで	壁面部の圧縮増大と地山側の引張増大	地山の内空側への変形を支保が拘束	R B-3
	・中央坑下半の通過	地山側の圧縮の増大	地山の内空側への変形を支保が拘束	R B-3
R B-3	特になし	特になし	特になし	
R B-4	特になし	特になし	特になし	

1) 左右の導坑の切羽の離れが大きい場合（図5-13～5-14）

左右の導坑の切羽の離れが大きい場合の事例としては、成田空港トンネル8工区の63 k 2 5 2 m地点と63 k 3 5 0 m地点がある。左右導坑の切羽の離れは、概ね45 mである。また、対称位置にあるロックボルトの記号は、次の組み合わせである。

- a) B 1 & B 1 0、 b) B 2 & B 1 1、 c) B 3 & B 1 2
d) B 4 & B 7、 e) B 5 & B 8、 f) B 6 & B 9
g) B 1 3 & B 1 8、 h) B 1 4 & B 1 7、 i) B 1 5 & B 1 6
j) B 1 9 & B 2 2、 k) B 2 0 & B 2 3、 l) B 2 1 & B 2 4

①成田空港トンネル8工区63 k 2 5 2 m地点

- a) B 1 & B 1 0（図5-13（1）、（4）と（7））

導坑完了時までにはひずみ分布、ひずみの増減ともに類似性が見られない。また、中央坑上半の接近、通過、中央坑下半の接近、通過に伴うひずみの増減に対しても類似性はないが、施工の影響はB 1 0の方が大きい。

- b) B 2 & B 1 1（図5-13（2）、（5）と（8））

各々の導坑の通過、中央坑上半の通過から下半通過、最終状態に至るまでの挙動及びひずみ分布形状は異なる。B 1 1では壁面近くの測点の変化が著しいという特徴がある。

- c) B 3 & B 1 2（図5-13（3）、（6）と（9））

各々の導坑が通過することによって発生するひずみ分布形状は同じであるが、中央坑上半の通過時以降については、ひずみの変化傾向に類似性が見られないものと思われるが、B 3に測点の欠損部があり明確ではない。

- d) B 4 & B 7（図5-13（1）（4））

各施工段階で発生するひずみ分布と各測点でのひずみの増減傾向に類似性は見られない。中央坑上半の接近から導坑撤去までの施工はこれらの分布、増減に複雑な影響を与えている。

e) B 5 & B 8 (図 5-13 (2) (5))

B 5 (右導坑)、B 8 (左導坑)とも各々の導坑の通過により発生するひずみ分布はほぼ同じ形状を示す。しかし、B 5は中央坑上半の接近～導坑撤去まで大きな影響を受けないのに対し、B 8は全体の分布が引張から圧縮に転じるなど大きな影響を受ける。

f) B 6 & B 9 (図 5-13 (3) (6))

導坑完了時までロックボルト全体に引張ひずみが発生するという類似した分布が見られるが、中央坑上半の接近に伴い、B 9は全体に引張が圧縮に変化するが、B 6では逆に引張が増大する。

g) B 13 & B 18 (図 5-13 (10))

中央坑上半の進行に伴うひずみ分布には、壁面部に相違が見られるが、上半完了時では分布形状がほぼ同じとなる。しかし、中央坑下半の通過から最終状態にかけては、ひずみの増減、分布形状とも全く異なった挙動を示す。

h) B 14 & B 17 (図 5-13 (11))

中央坑上半の進行に伴い発生するひずみ分布に類似性が見られるものの、以後のひずみの増減傾向は全く異なる。

i) B 15 & B 16 (図 5-13 (12))

中央坑上半の進行から最終状態に至るまでの過程で発生するひずみ分布形状及びひずみの増減傾向ともに類似性は見られない。しかし、B 16は中央坑下半の掘削の影響をあまり受けないが、B 15では壁面から2番目の測点だけが特に影響を受ける。

j) B 19 & B 22 (図 5-13 (7))

中央坑下半の接近、通過から最終状態にかけての発生ひずみ分布形状、ひずみの増減状況に類似性は見られない。

k) B 20 & B 23 (図 5-13 (8))

全体に発生するひずみが引張であること、さらに中央部で引張ひずみが増大する傾向に類似性が見られる。

l) B 21 & B 24 (図 5-13 (9))

欠測があり判断できない。

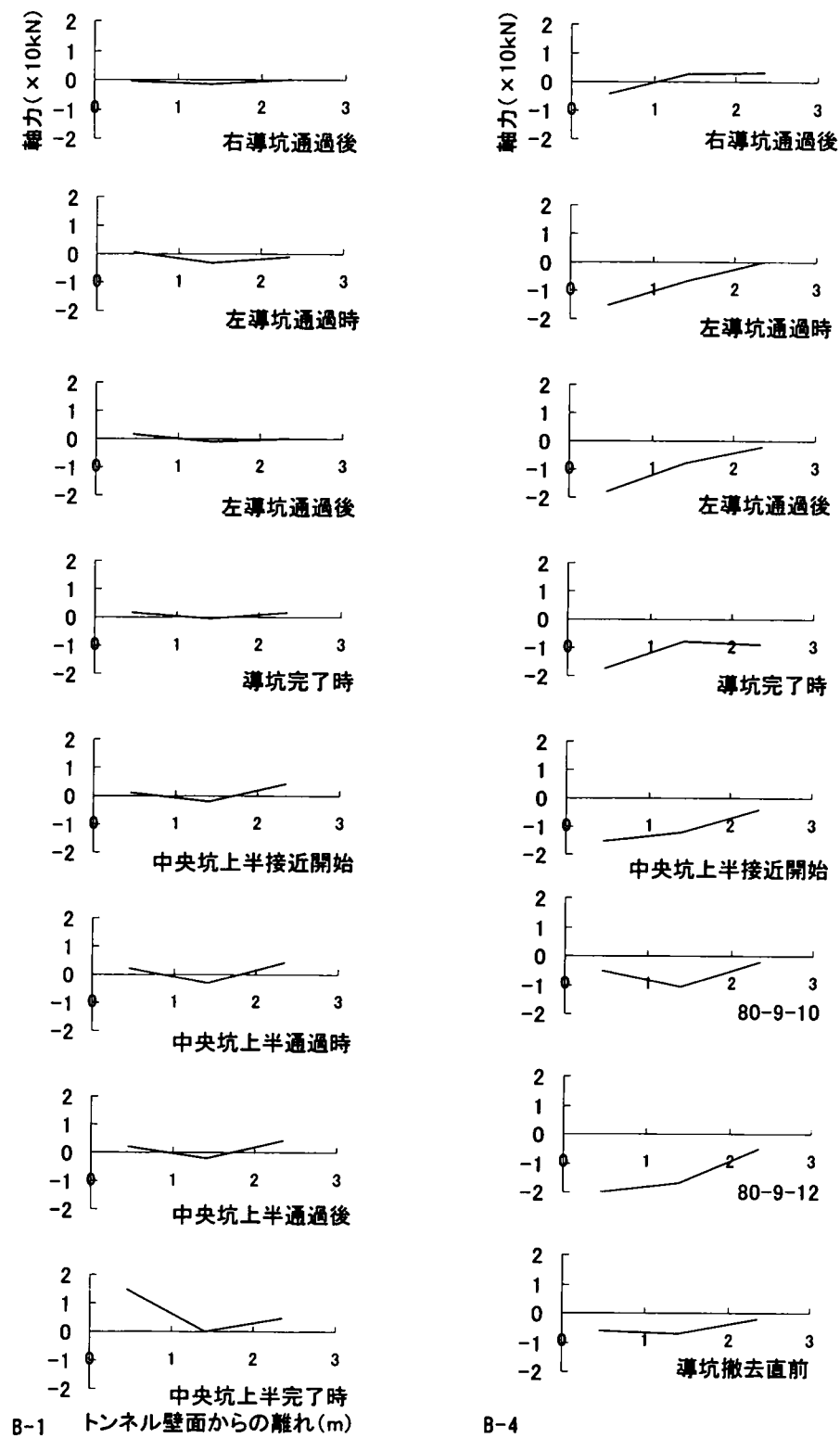


図 5 - 1 3 (1) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(成田空港 T8 工区 63k252m 地点)

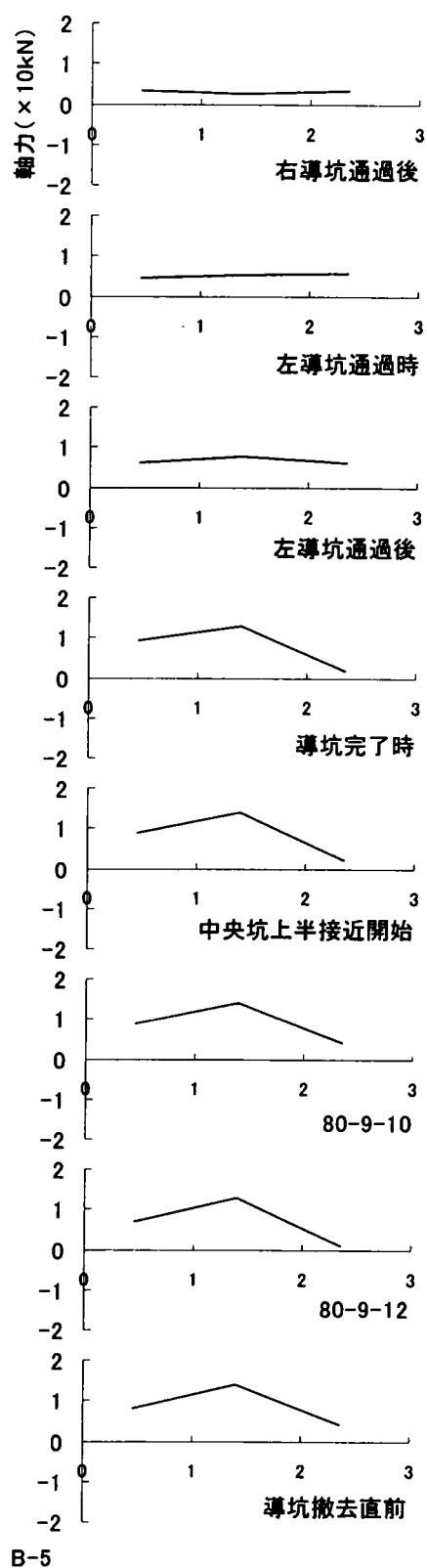
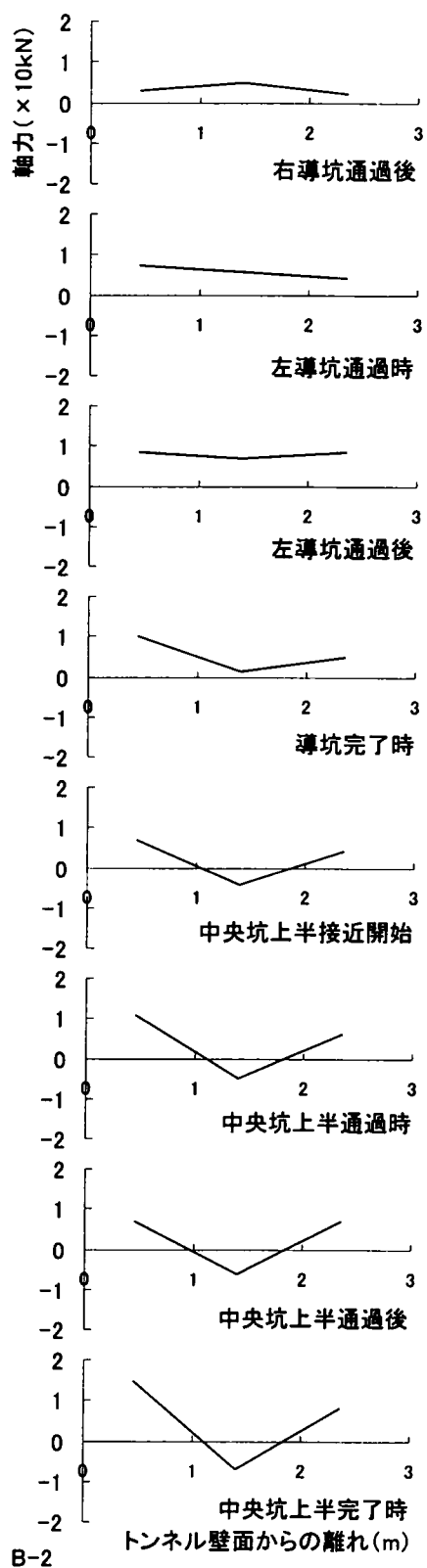


図5-13 (2) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(成田空港 T8 工区 63k252m 地点)

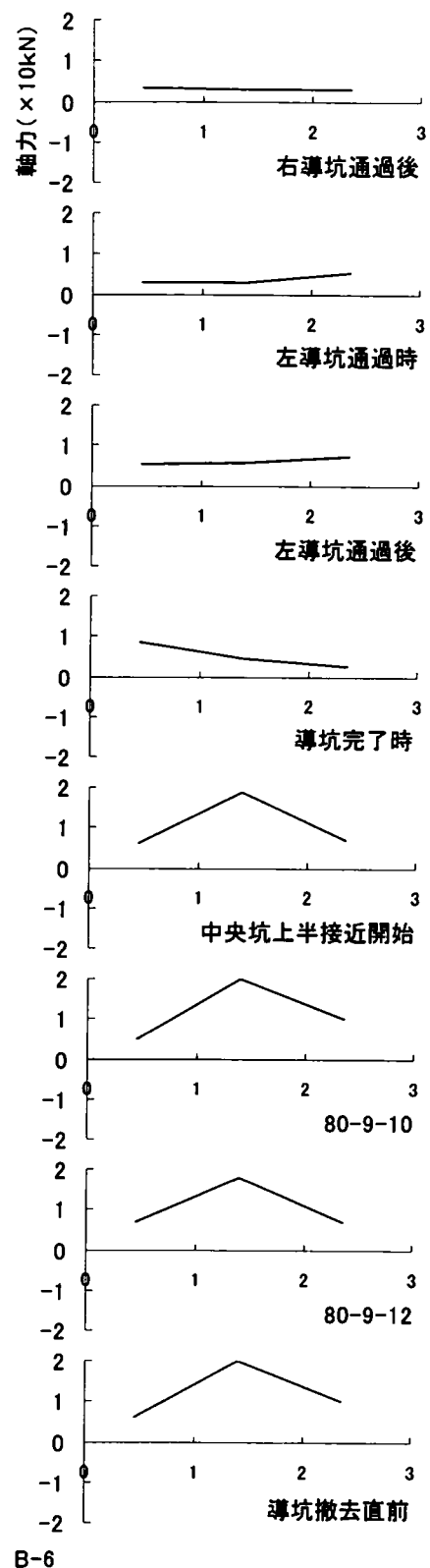
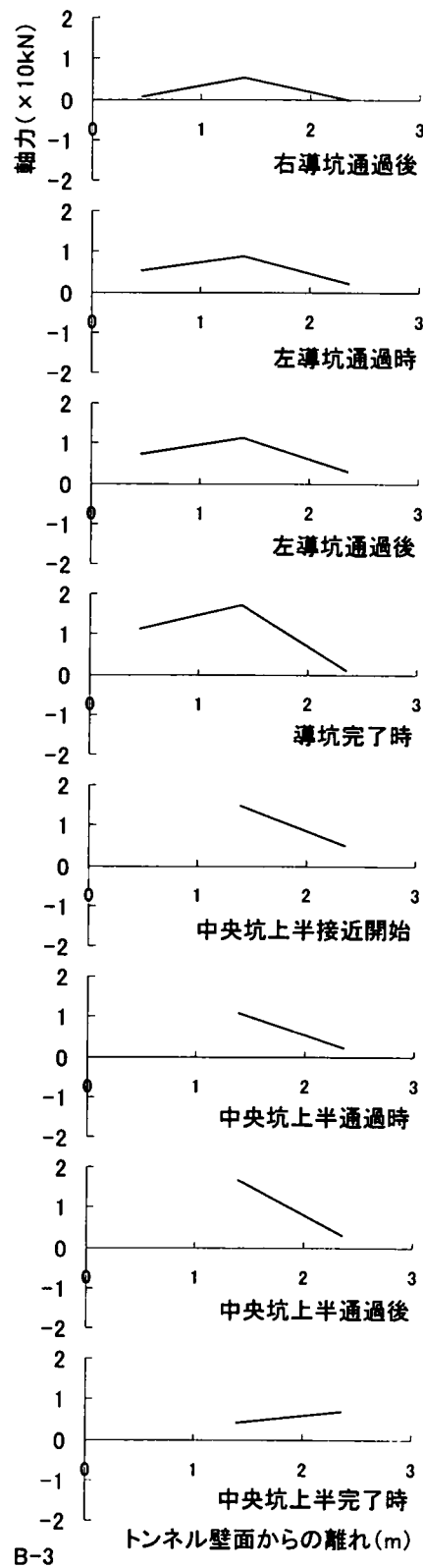


図5-13 (3) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(成田空港 T8 工区 63k252m 地点)

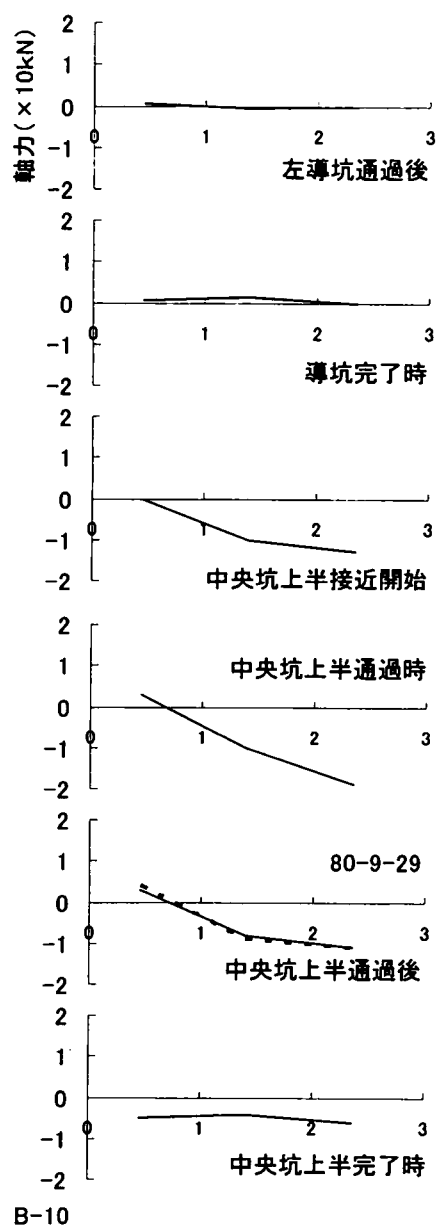
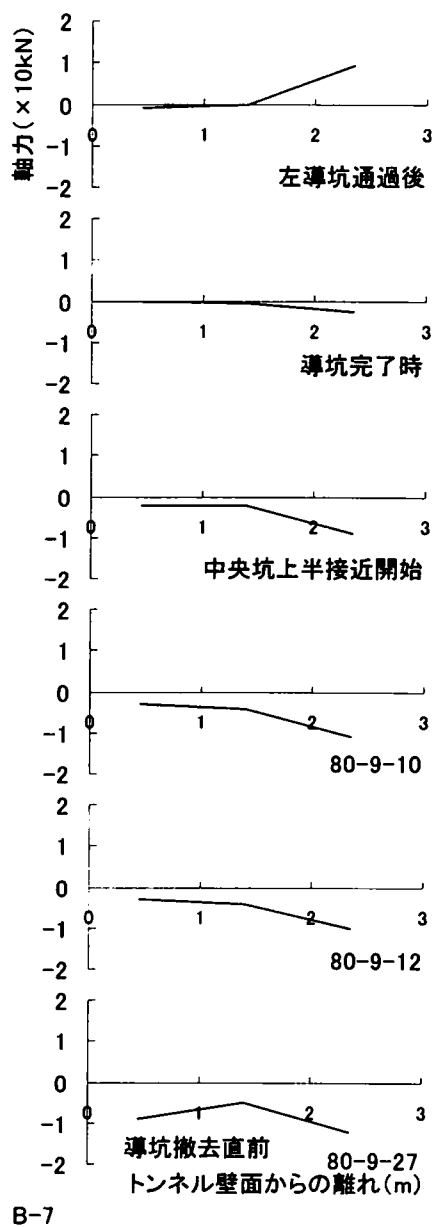


図5-13(4) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(成田空港 T8 工区 63k252m 地点)

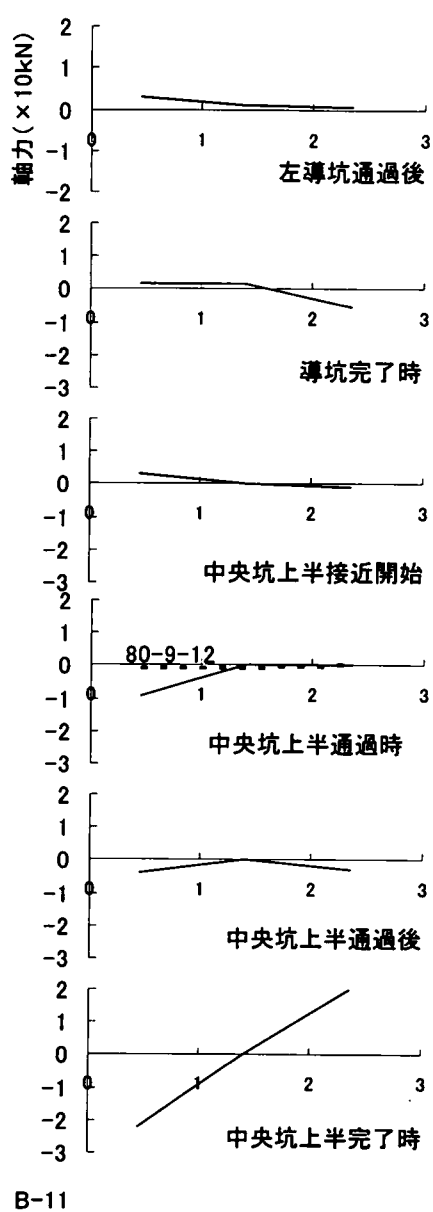
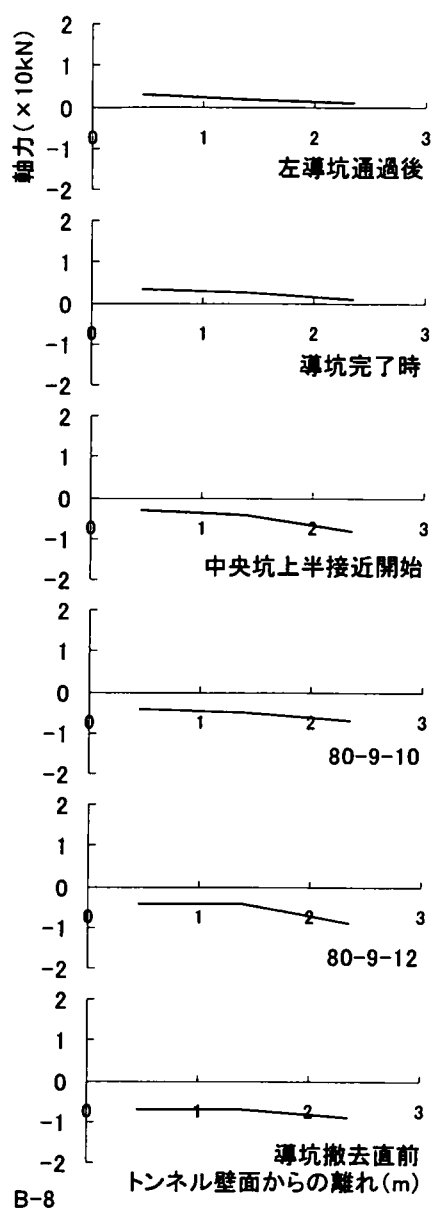
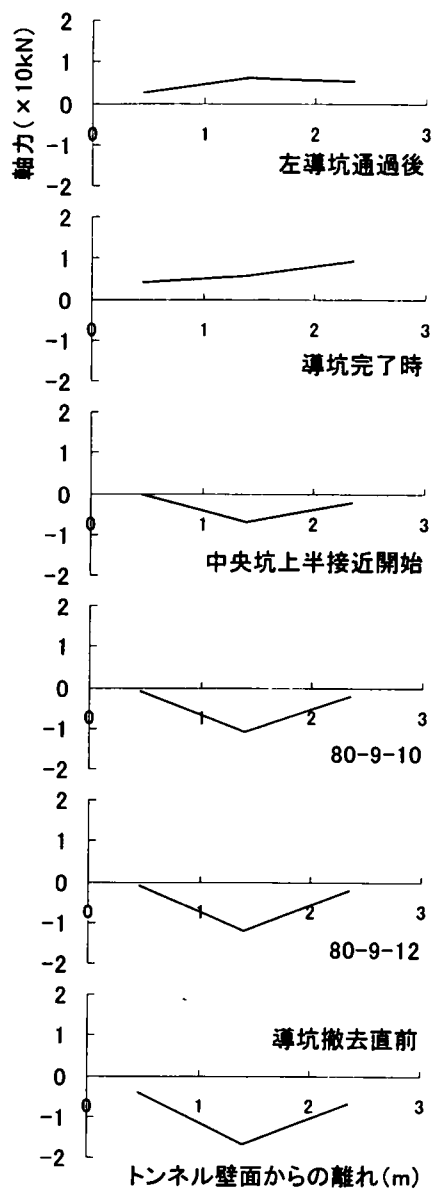
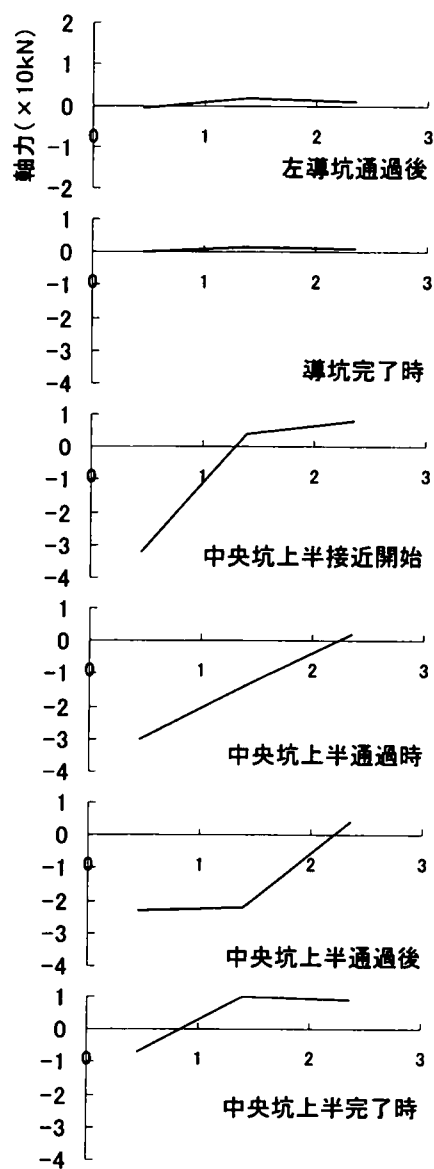


図5-13(5) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(成田空港 T8 工区 63k252m 地点)



B-9



B-12

図5-13(6) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(成田空港 T8 工区 63k252m 地点)

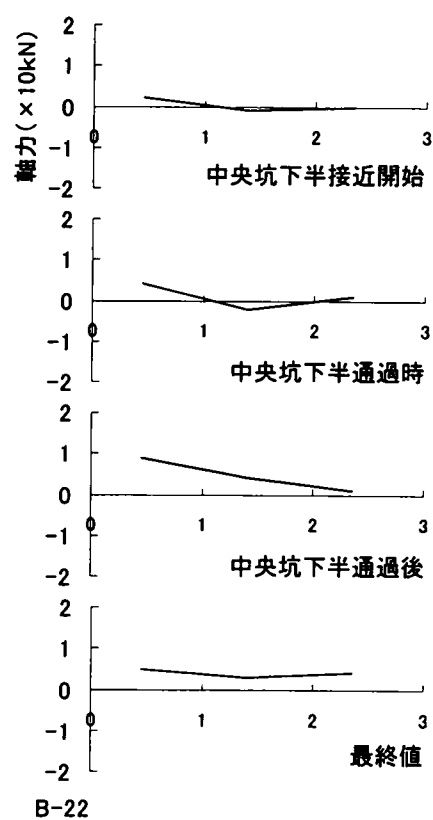
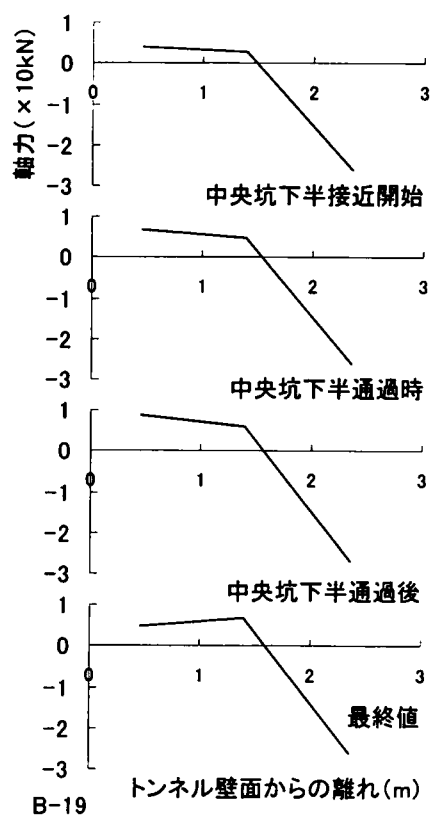
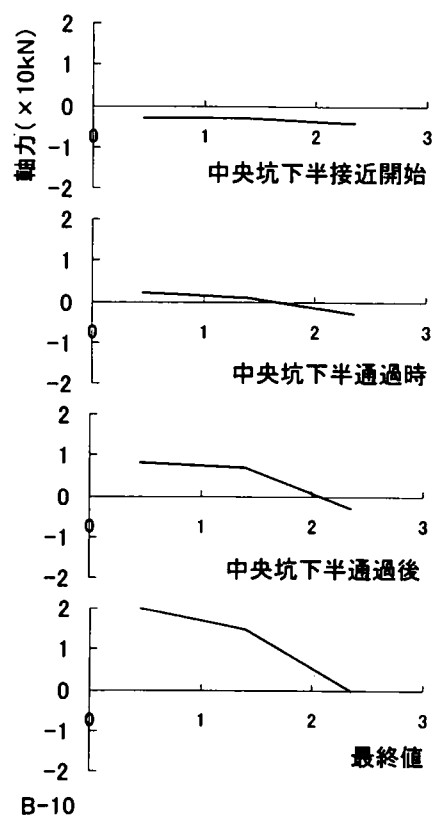
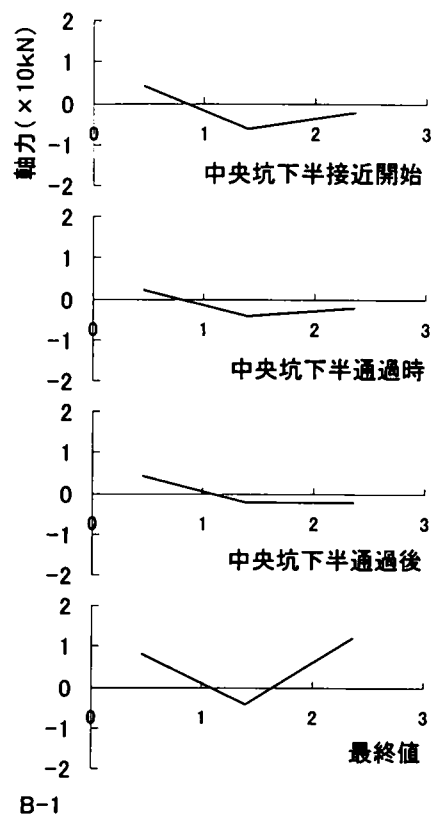
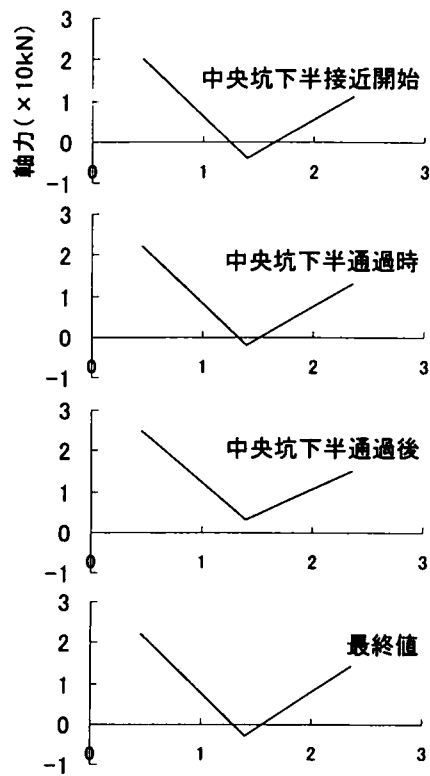
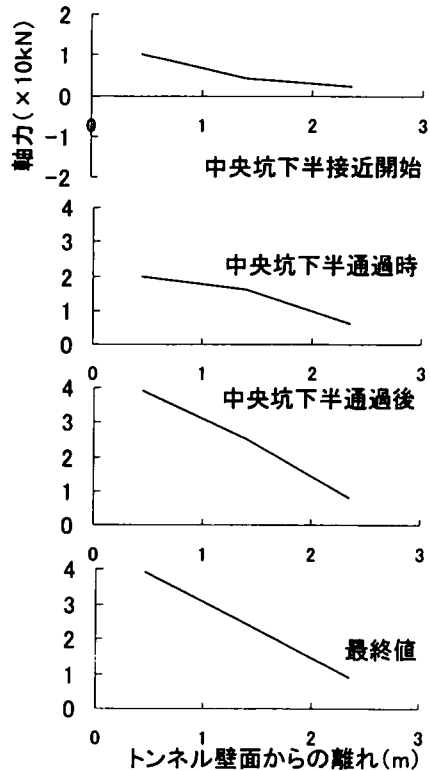


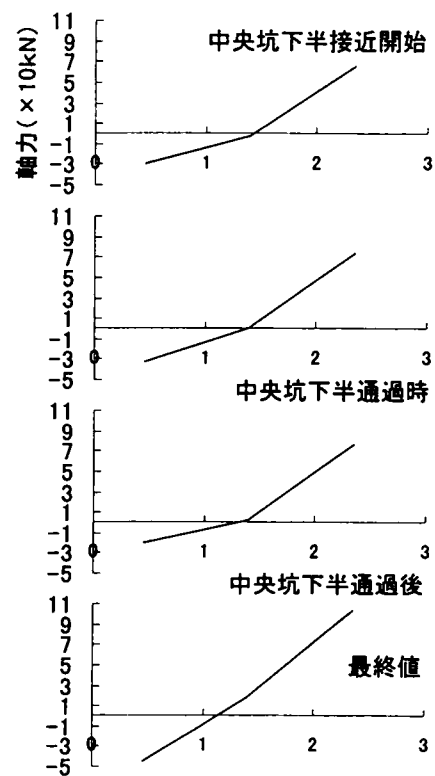
図5-13(7) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(成田空港 T8 工区 63k252m 地点)



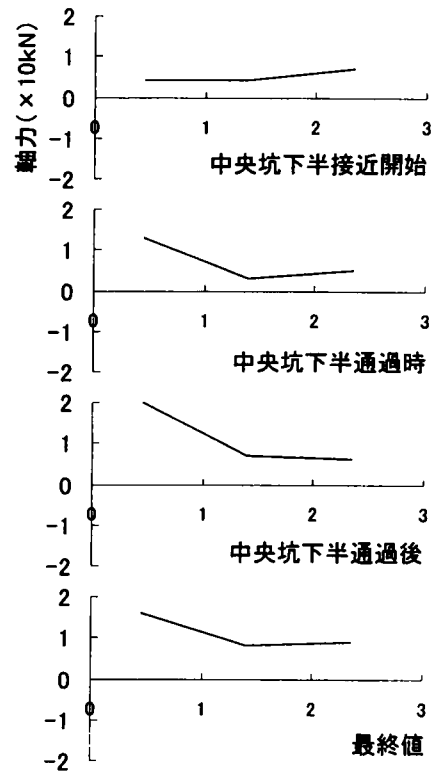
B-2



B-20

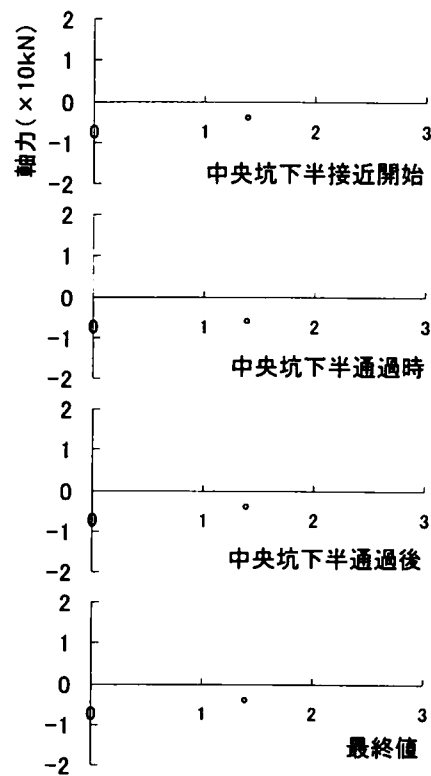


B-11

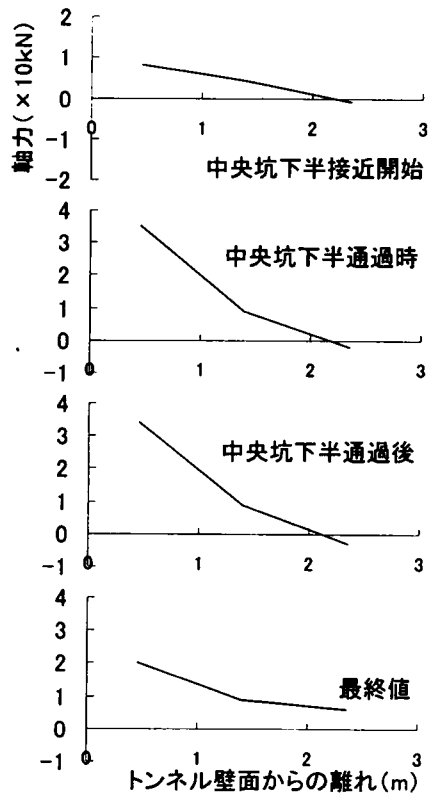


B-23

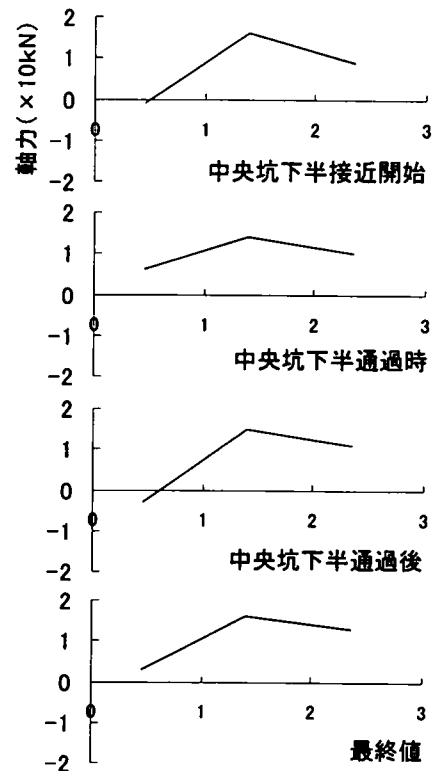
図5-13(8) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(成田空港 T8 工区 63k252m 地点)



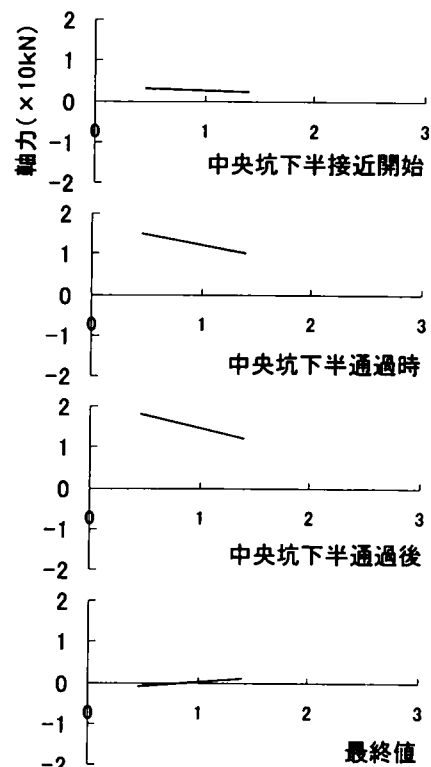
B-3



B-21



B-12



B-24

図5-13(9) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(成田空港 T8 工区 63k252m 地点)

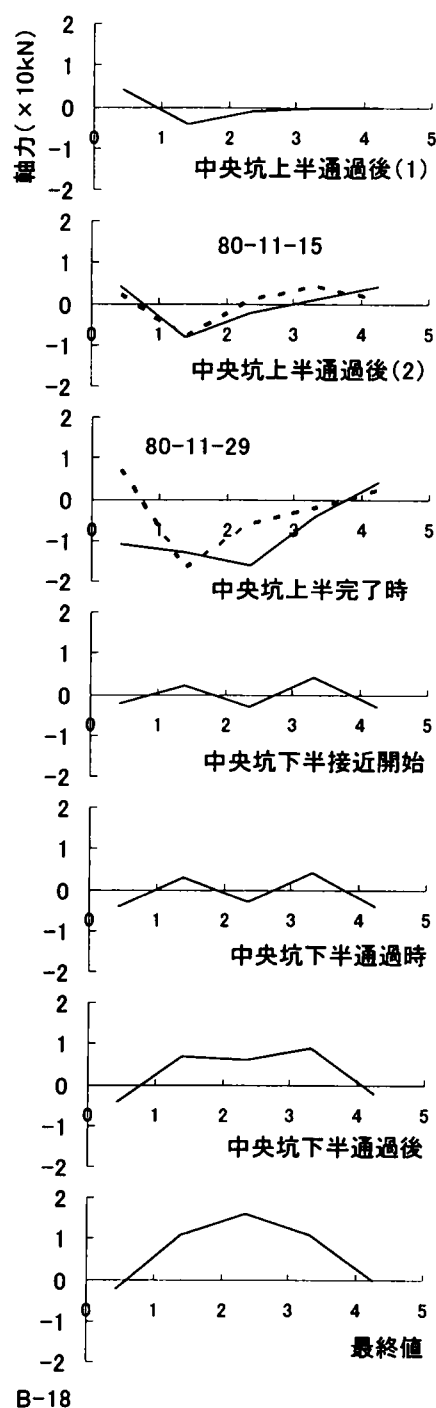
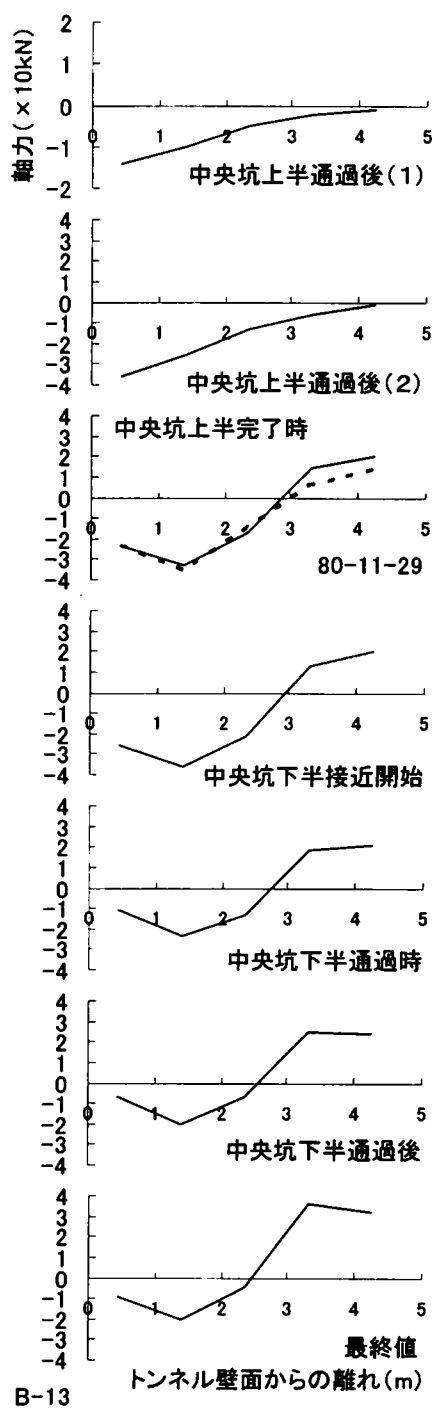


図5-13 (10) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(成田空港 T8 工区 63k252m 地点)

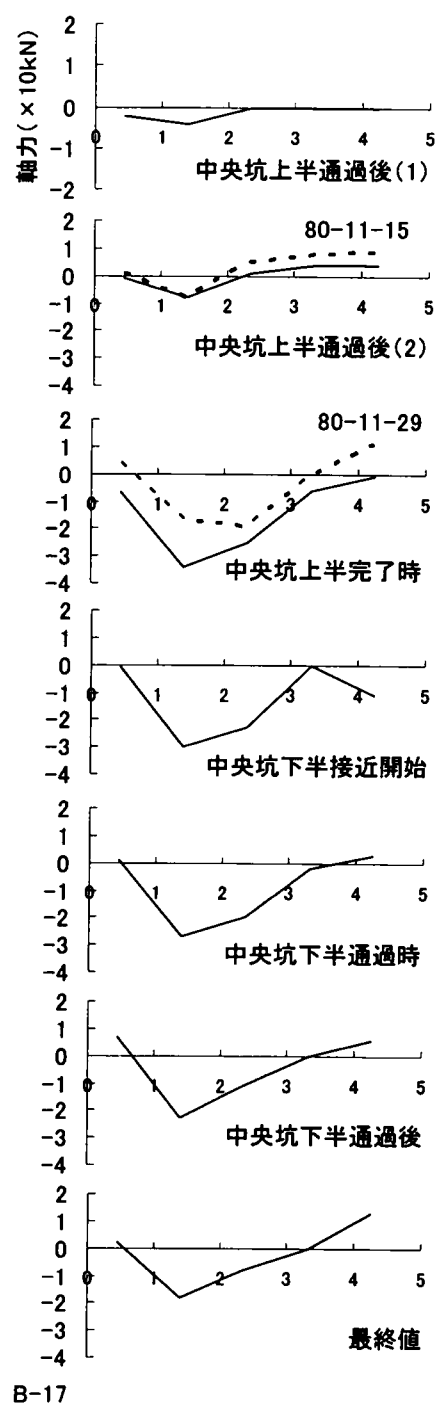
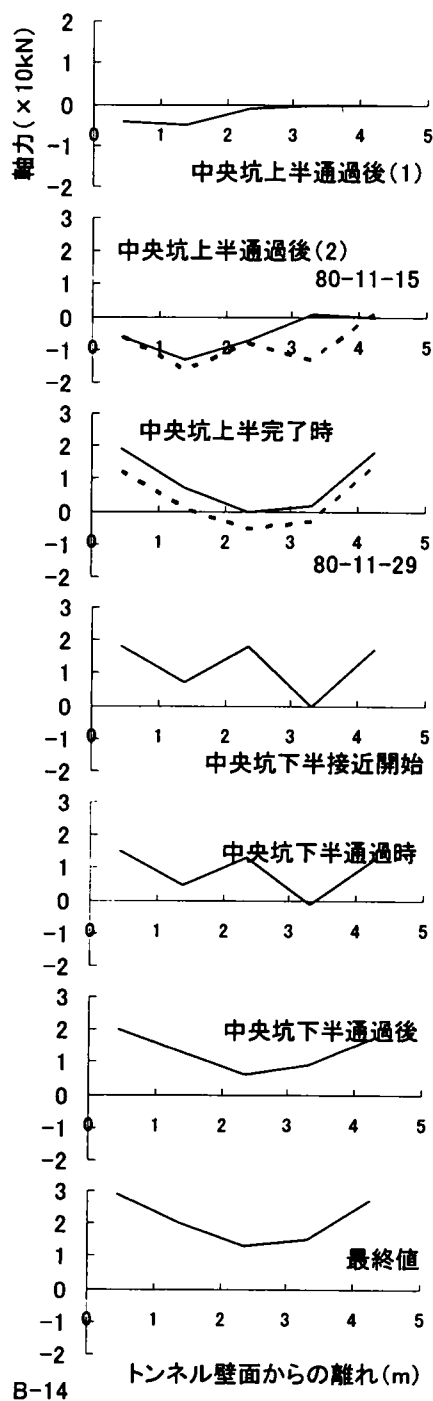
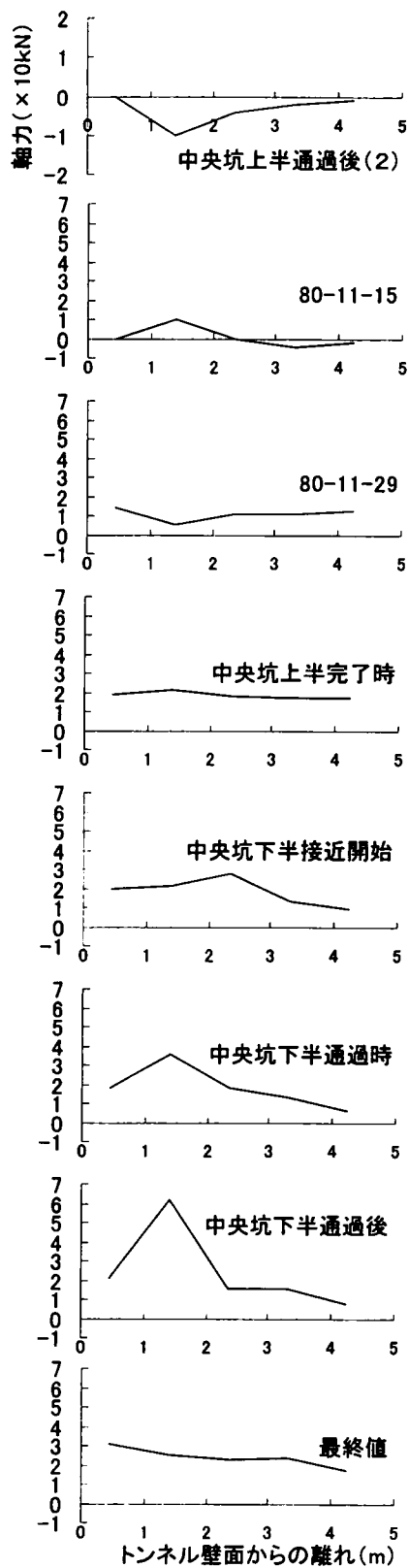
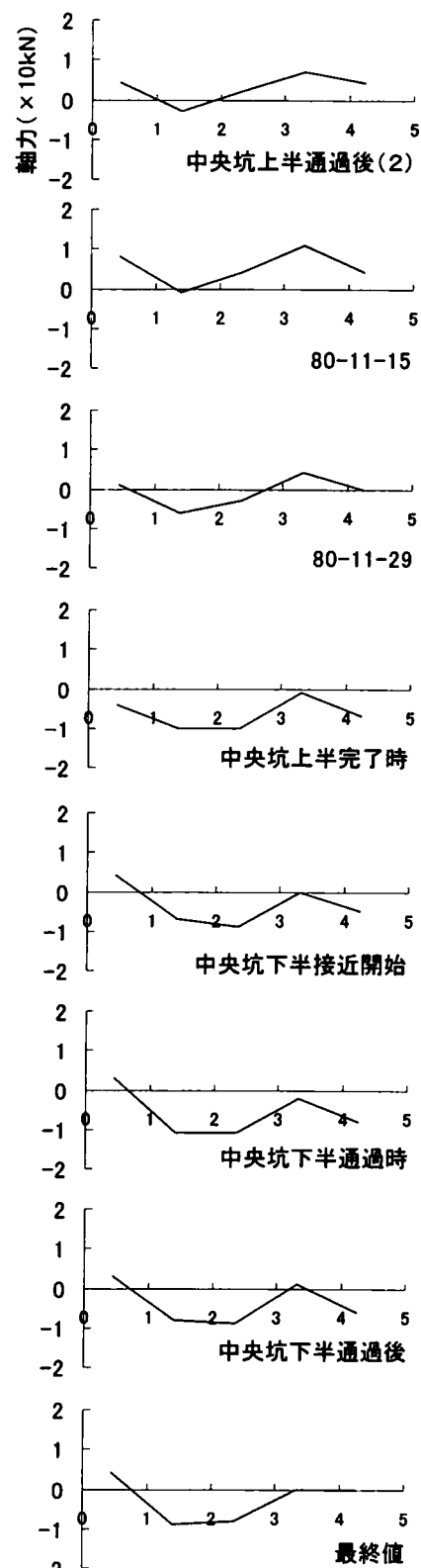


図5-13 (11) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(成田空港 T8 工区 63k252m 地点)



B-15



B-16

図 5-13 (12) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(成田空港 T8 工区 63k252m 地点)

②成田空港トンネル8工区63k350m地点

a) B1 & B10 (図5-14 (1)、(4) と (7))

それぞれの導坑が通過することによって発生するひずみ分布は異なる。先行のB1は、後坑の導坑の影響を強く受ける。中央坑の上半の接近、通過に伴って圧縮ひずみが増大する傾向を示すという挙動は、B1、B10いずれも同じで、中央坑上半完了時には、同様の分布形状となる。さらに、中央坑下半の接近、通過に伴うひずみの変化も類似しており、トンネル壁面付近の測点が引張状態に変化する。しかし、最終状態では、後坑のB10がすべて圧縮状態になるのに対し、B1では、壁面付近では引張、地山の奥の部分が圧縮という状態が続く。

b) B2 & B11 (図5-14 (2)、(5) と (8))

右導坑、左導坑が単独で通過した際に発生したひずみ分布(B1右導坑通過後、B2左導坑通過後)は同じ形状になるものの、先行のB2は、左導坑の接近、通過の影響を受け、全体に圧縮状態となる。中央坑上半通過後、その進行に伴って中央部の圧縮が減少し引張に転じる。このようなB2のひずみ分布状態は、中央坑の通過後まで変わらない。一方、B11は中央坑の上半及び下半掘削の影響を受け、中央坑上半通過後B2同様に中央部の圧縮が減少して、B2とほぼ同じひずみ分布形状となる。最終状態でも、圧縮状態のひずみ量の増減傾向や絶対値は異なるものの、B2とB11は同様の分布形状を示す。

c) B3 & B12 (図5-14 (3)、(6) と (9))

各施工段階で発生するひずみ分布に類似性は見られない。また、各施工段階で示すひずみの増減傾向にも明確な類似性が見られない。

d) B4 & B7 (図5-14 (1) (4)) 及び f) B6 & B9 (図5-14 (3) (6))

B7に欠測が見られるものの、各施工段階で発生するひずみ分布、ひずみの増減傾向共に類似性が見られない。さらに、いずれのロックボルトも中央坑の接近からロックボルトの撤去までの期間に掘削の影響を複雑に受けるものの、挙動に類似性、対称性は見られない。

e) B5 & B8 (図5-14 (2) (5))

各施工段階で発生するひずみ分布、ひずみの増減傾向共に、類似性が見られない。また、中央坑の接近からロックボルトの撤去までの期間に掘削の影響を受けるものの、B4やB7より小さい。

g) B13 & B18 (図5-14 (10))

ロックボルトの奥の部分の挙動に若干の相違が見られるが、分布形状、ひずみの増減に関する挙動も類似性が見られる。しかし、中央坑下半通過後から最終状態にかけてB18全体で引張が増大するものの、地山奥部での変化に相違が見られ、分布形状に大きな相違が生じる。

h) B 1 4 & B 1 7 (図 5 - 1 4 (1 1))

中央坑上半の進行に伴い発生するひずみ分布にも増減傾向にも類似性は見られない。中央坑下半の接近、通過に伴っても分布形状が変化しないという傾向には類似性がみられるが、B 1 4 では、壁面から 2 番目の測点における引張の増大が著しい。

i) B 1 5 & B 1 6 (図 5 - 1 4 (1 2))

中央坑上・下半の通過に伴う変化過程に類似性は見られないが、最終的な分布形状は全体に引張となり同じ形状になる。

j) B 1 9 & B 2 2 (図 5 - 1 4 (7))

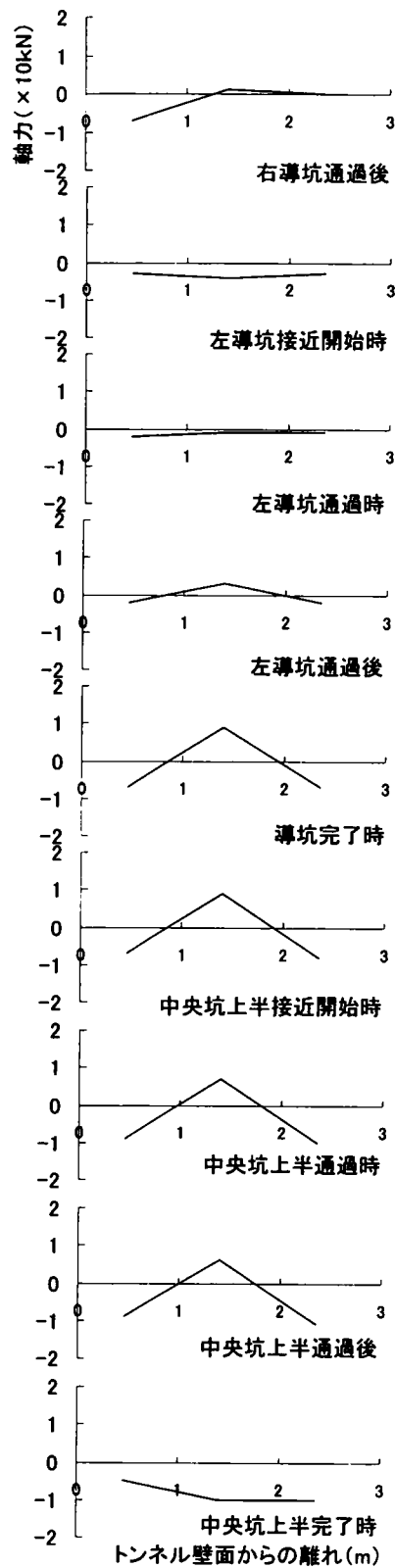
中央坑下半の接近、通過に伴って発生するひずみの絶対値は異なるが、分布形状は類似性を示すものの、最終的な分布形状としては壁面近くで大きな相違が生じる。

k) B 2 0 & B 2 3 (図 5 - 1 4 (8))

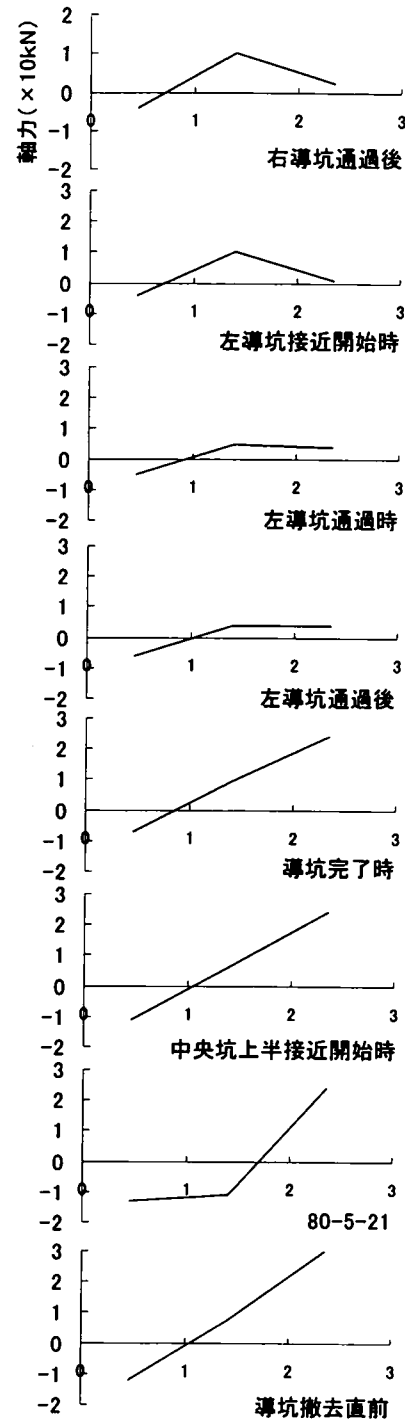
中央坑下半の接近に伴って発生するひずみの絶対値は異なるものの、分布形状は類似性を示す。しかし、中央坑下半通過時のひずみの増減傾向に相違が見られる。

l) B 2 1 & B 2 4 (図 5 - 1 4 (9))

中央坑下半の接近時に発生するひずみ分布形状には、壁面部に相違が見られるものの、下半通過以後には、壁面部が引張、奥が圧縮の類似形状となる。しかし、長期的には先行坑側 B 2 1 が全体に圧縮分布となるのに対し、後坑側 B 2 4 では、中央のみ圧縮分布となる。

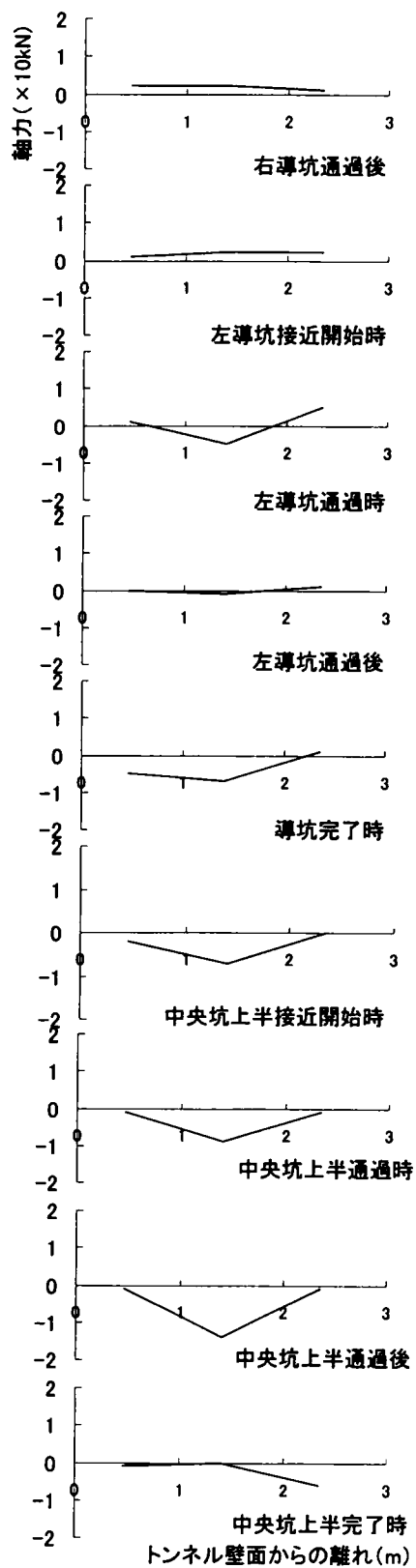


B-1

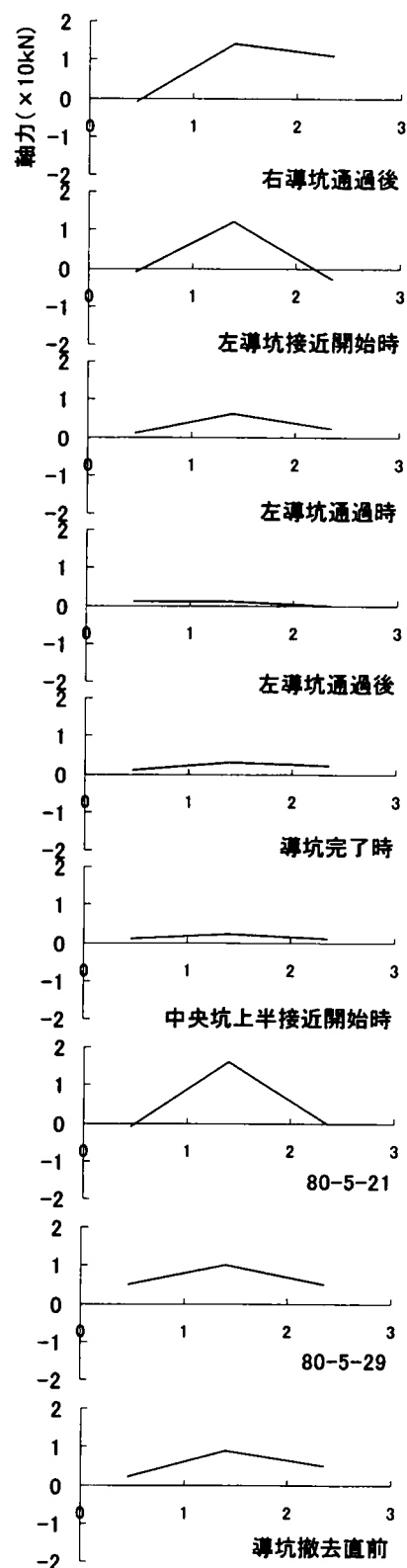


B-4

図5-14 (1) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(成田空港 T8 工区 63k350m 地点)



B-2



B-5

図5-14 (2) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(成田空港 T8 工区 63k350m 地点)

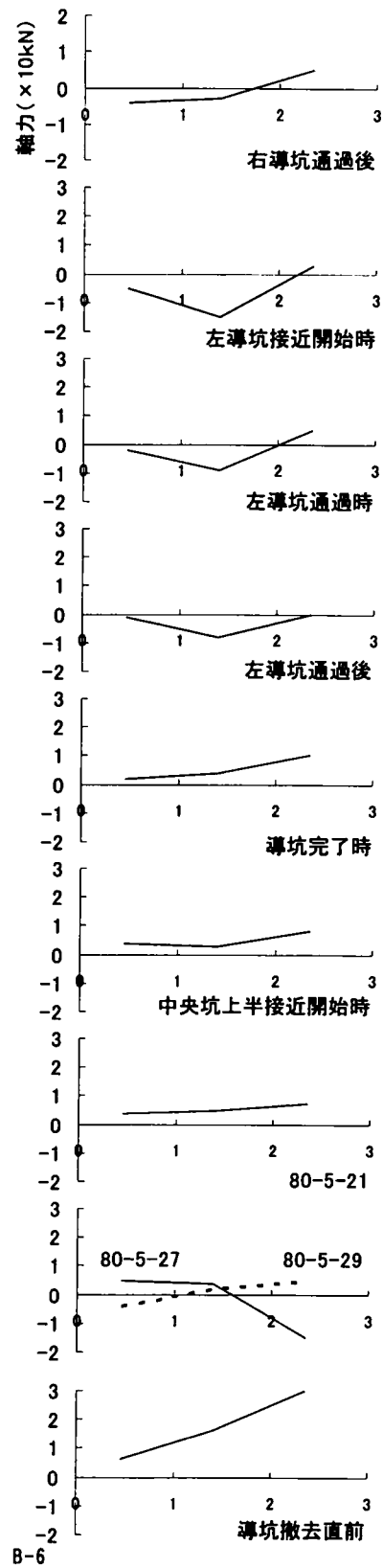
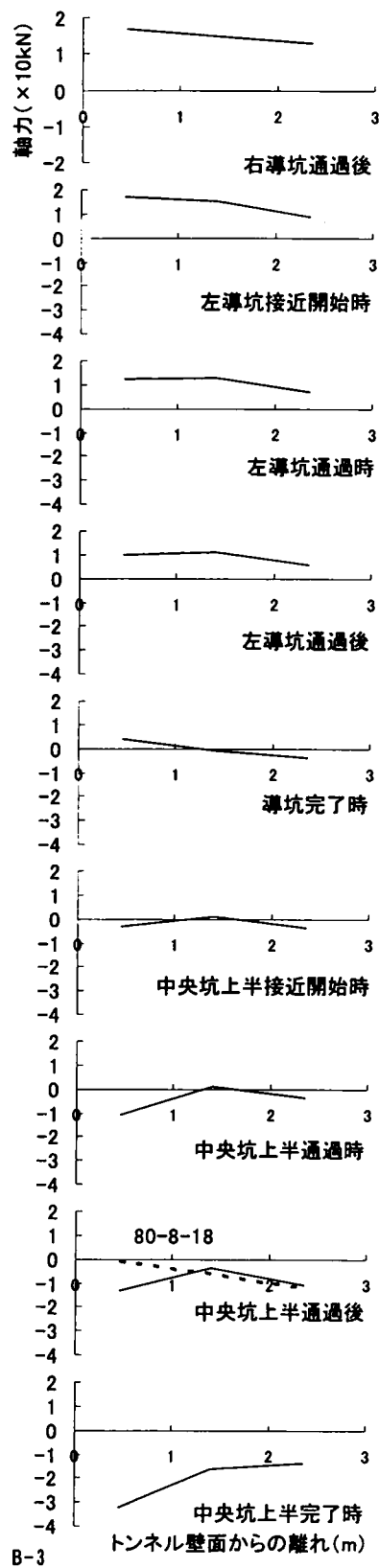
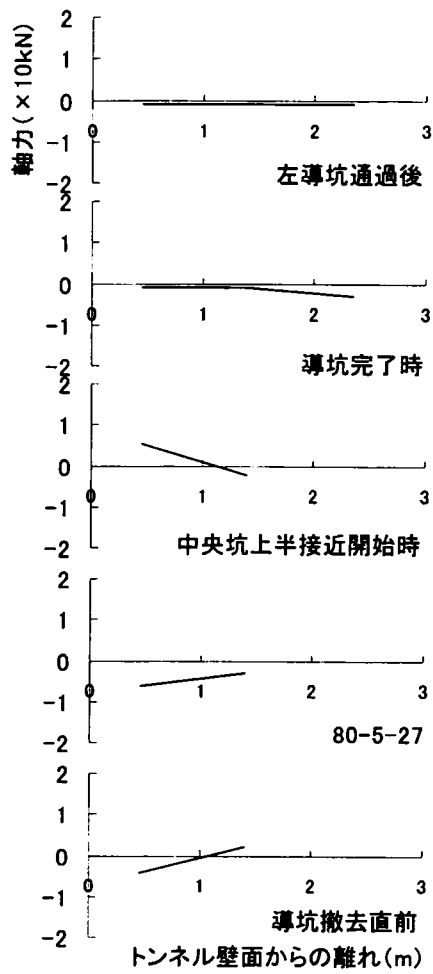
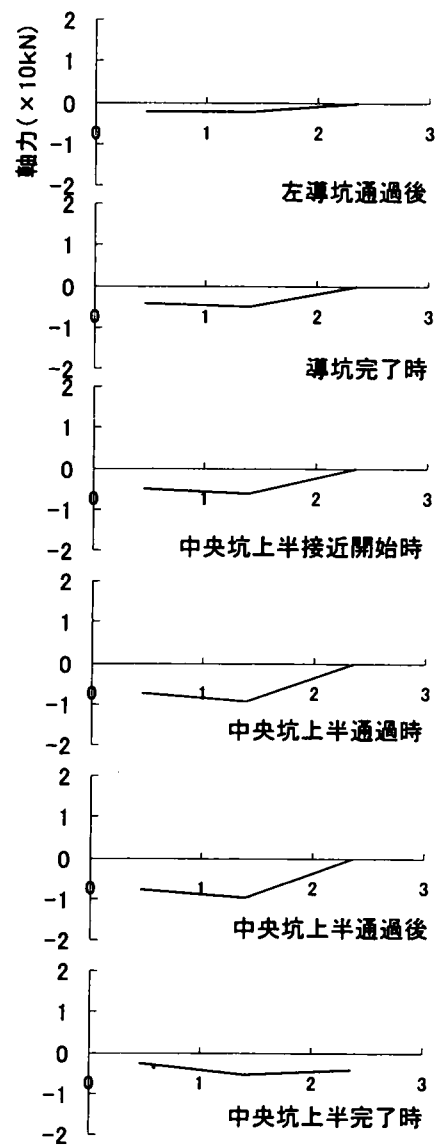


図5-14(3) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(成田空港 T8 工区 63k350m 地点)

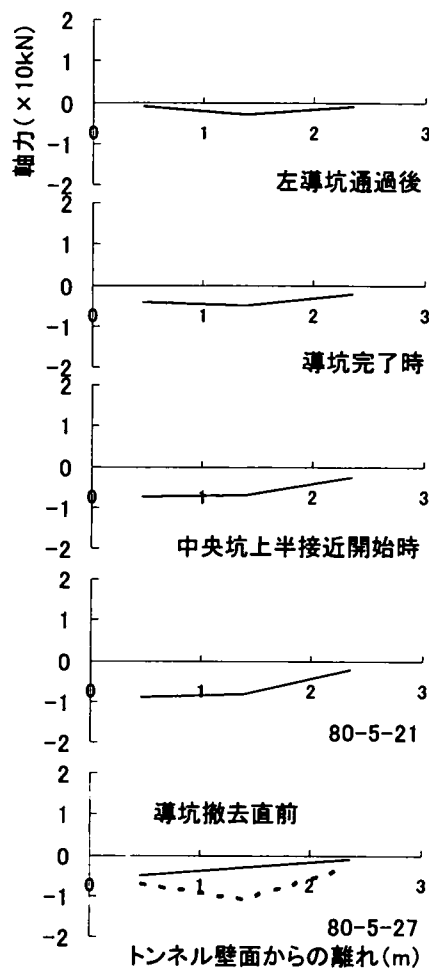


B-7

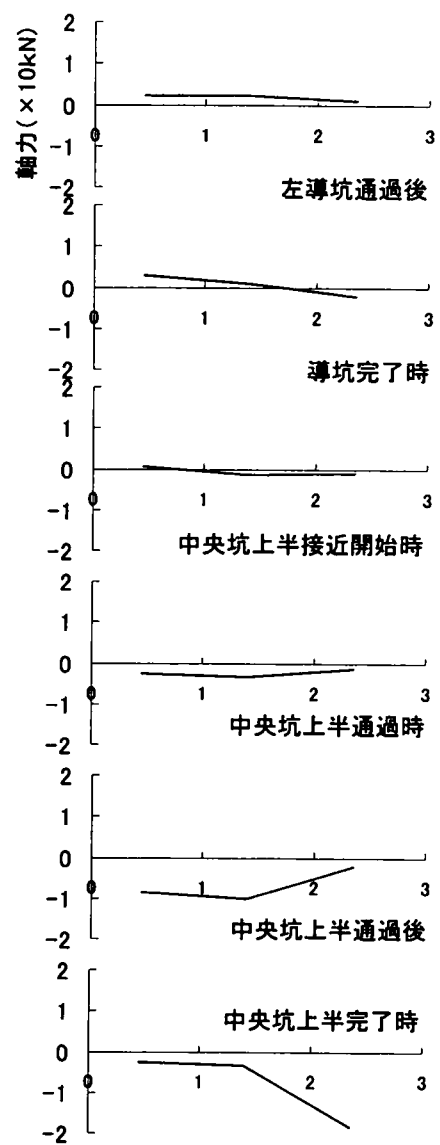


B-10

図 5-14 (4) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(成田空港 T8 工区 63 k 350m 地点)

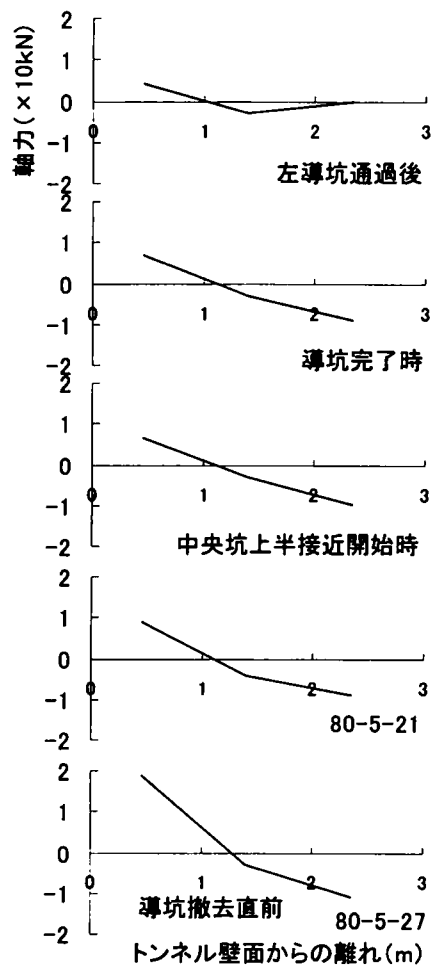


B-8

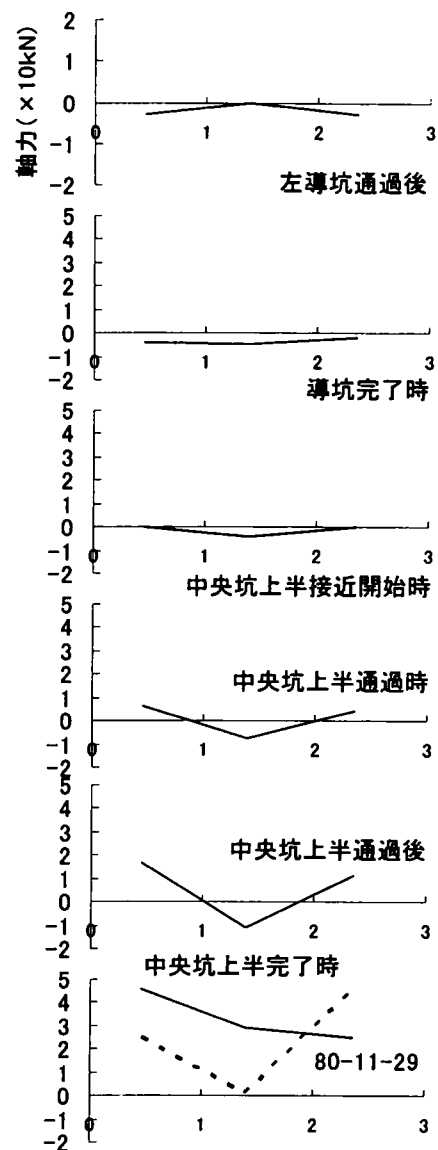


B-11

図5-14(5) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(成田空港 T8 工区 63 k 350m 地点)

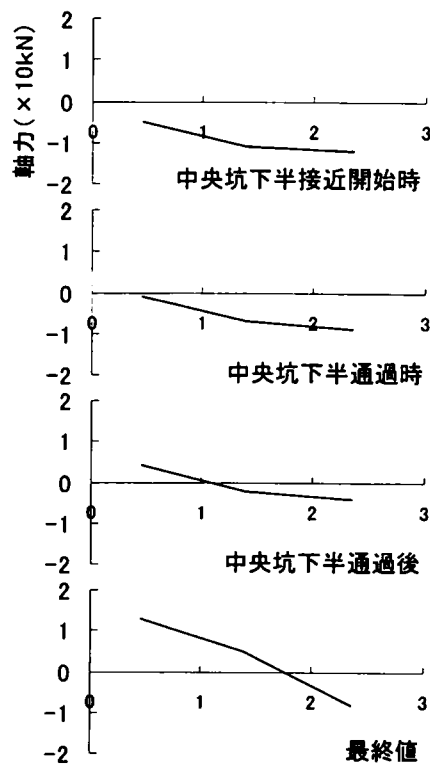


B-9

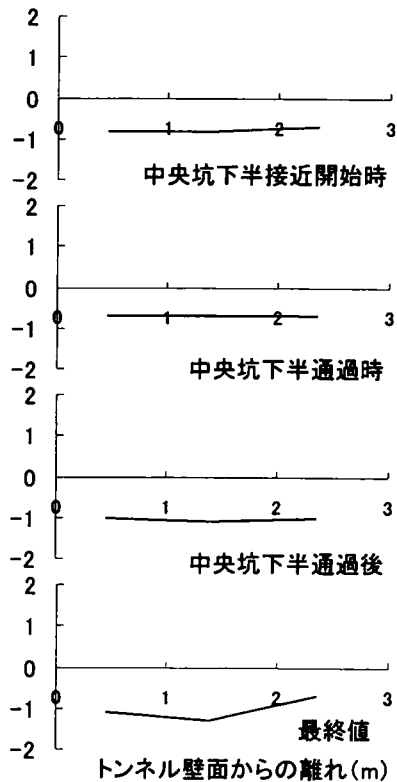


B-12

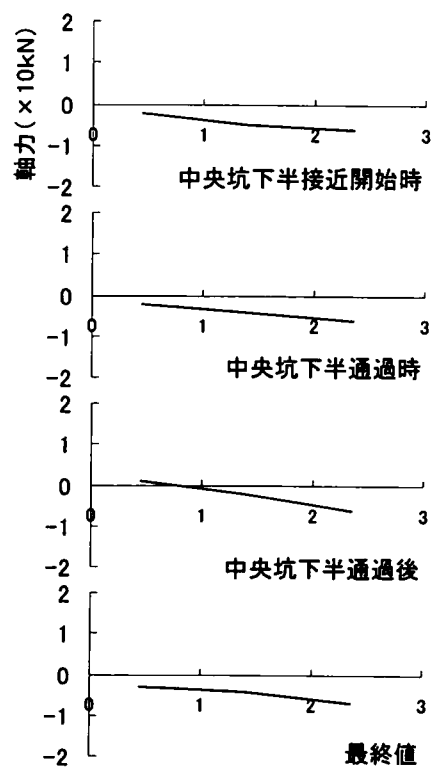
図5-14(6) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(成田空港 T8 工区 63 k 350m 地点)



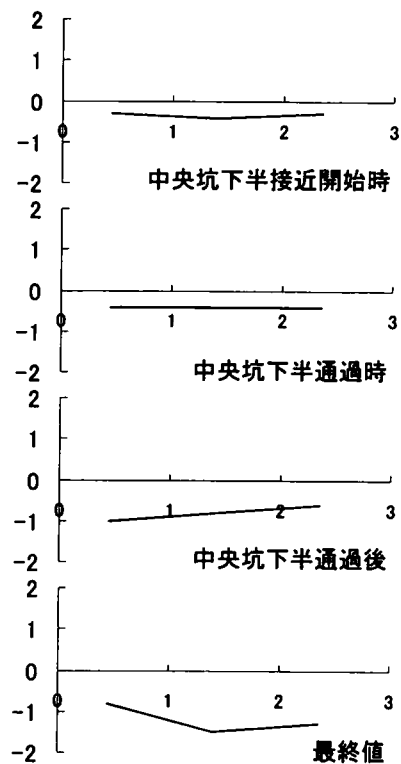
B-1



B-19

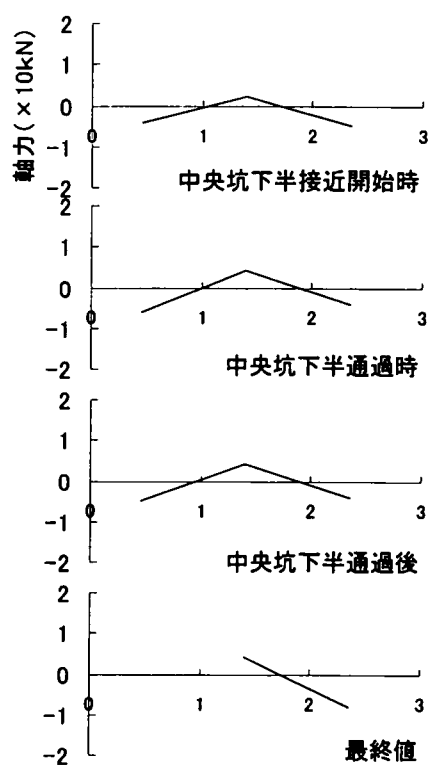


B-10

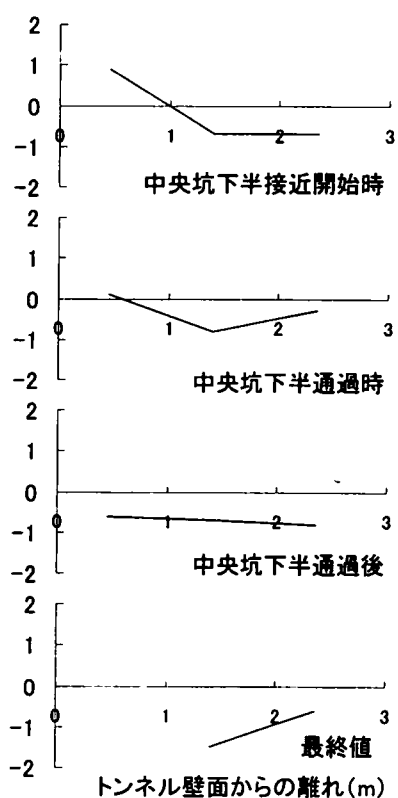


B-22

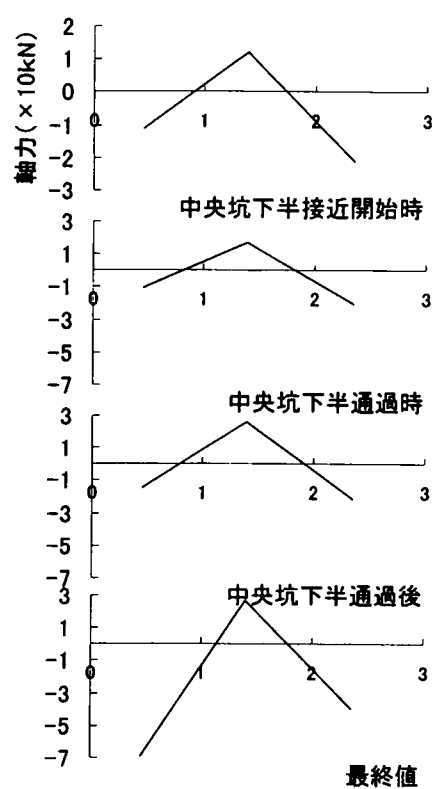
図5-14 (7) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(成田空港 T8 工区 63k350m 地点)



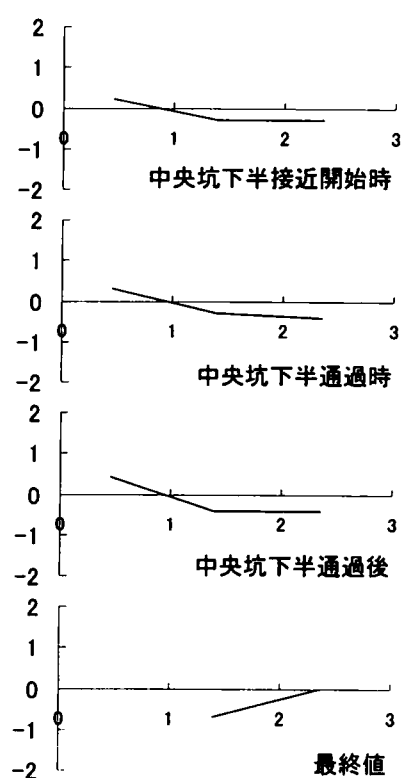
B-2



B-20



B-11



B-23

図5-14(8) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(成田空港 T8 工区 63k350m 地点)

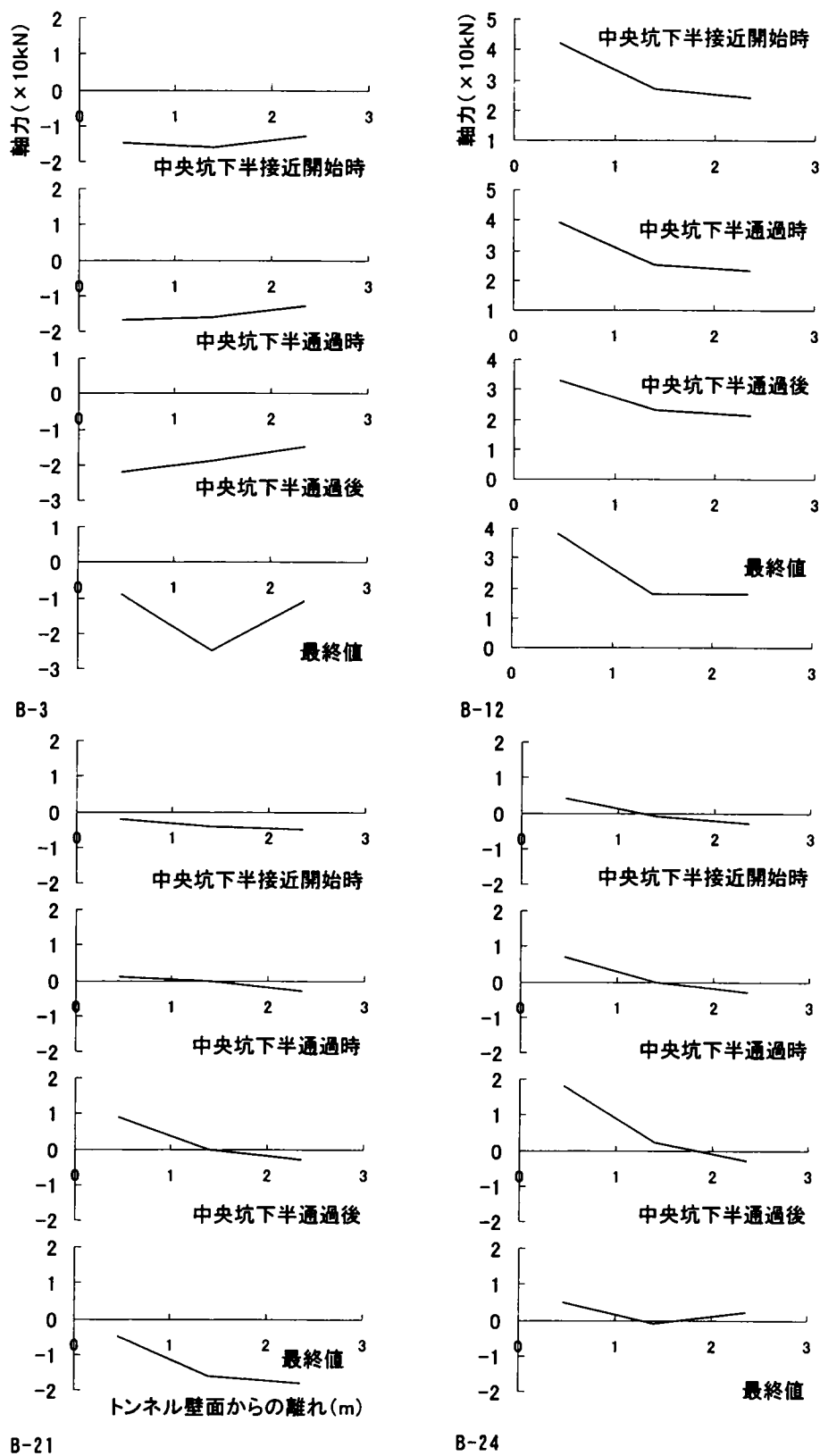


図5-14(9) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(成田空港 T8 工区 63k350m 地点)

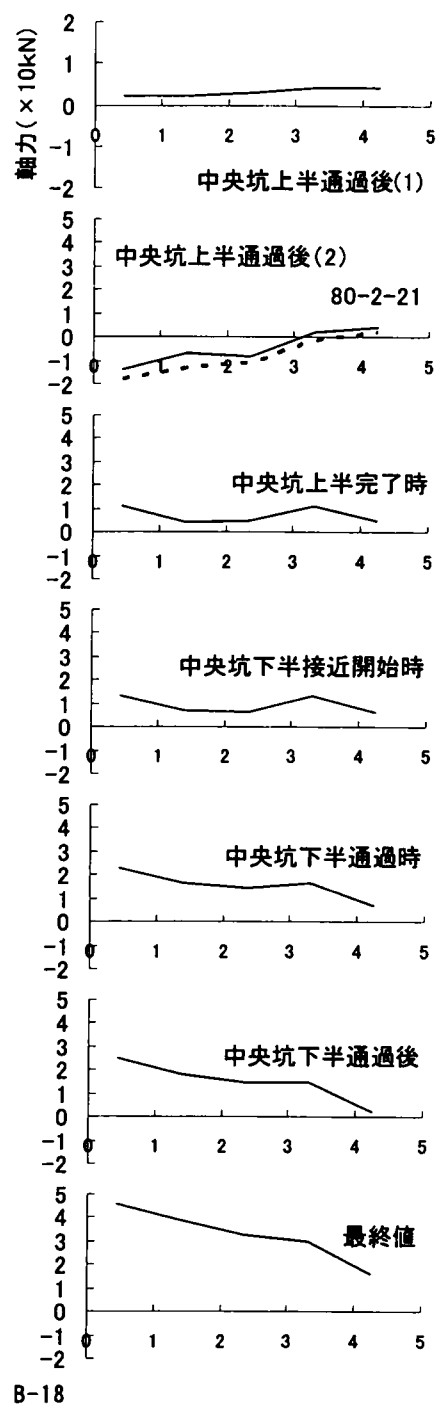
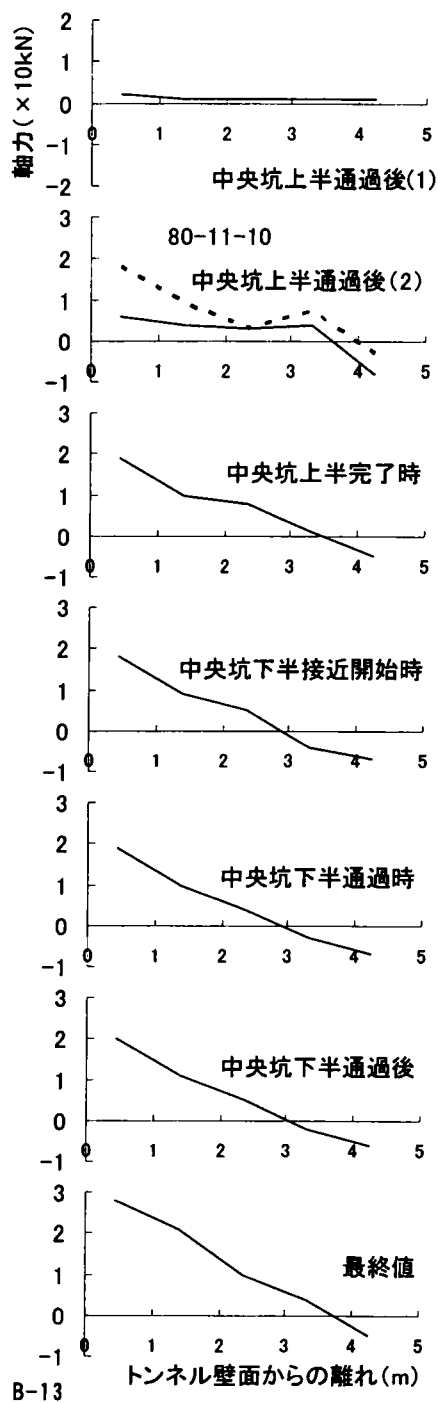
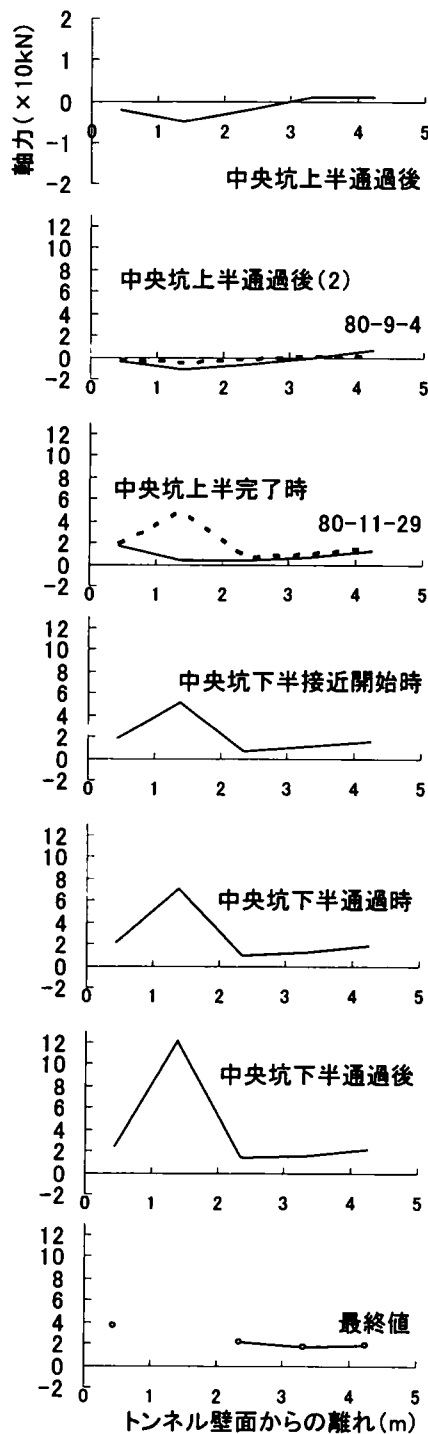
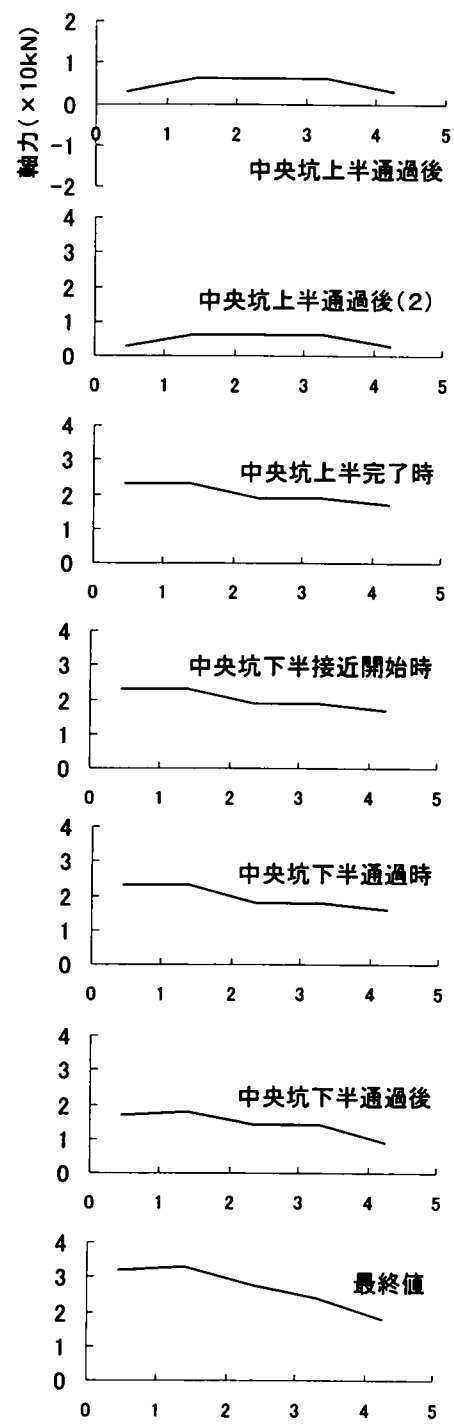


図5-14 (10) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(成田空港 T8 工区 63k350m 地点)



B-14



B-17

図5-14 (11) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(成田空港 T8 工区 63k350m 地点)

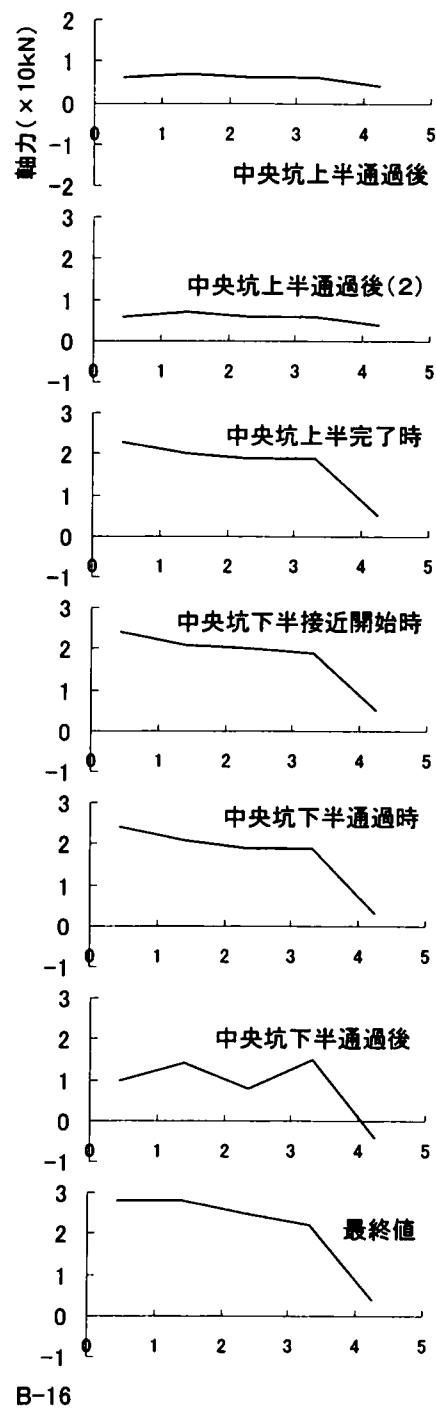
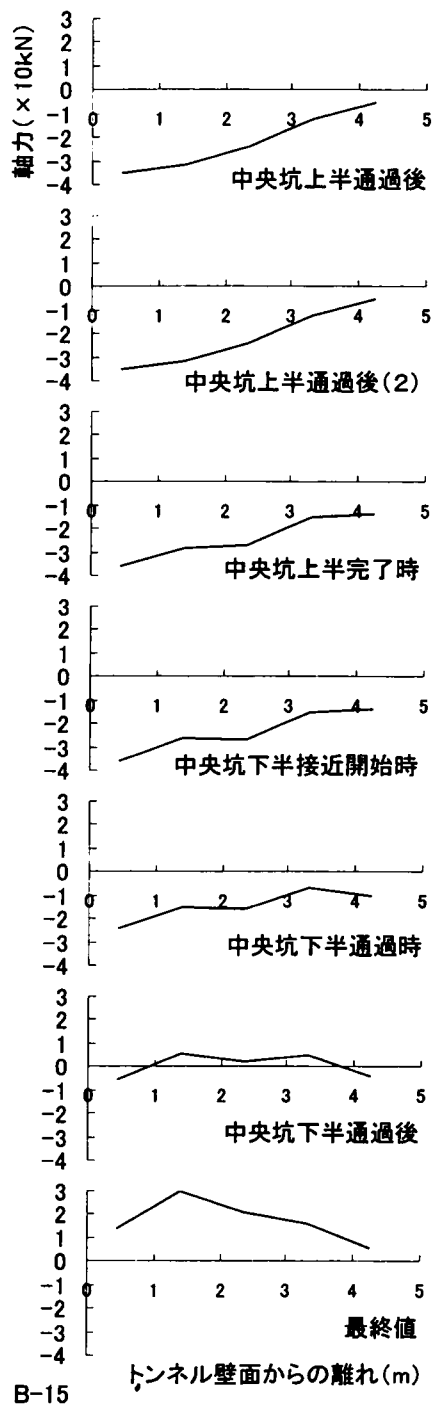


図5-14 (12) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(成田空港 T8 工区 63k350m 地点)

2) 左右の導坑の切羽の離れが小さい場合 (図5-15)

左右の動向の離れが小さい場合の例としては、栗山トンネル (矢切工区) 2 k 9 5 4 m地点の例を示す。ここでは、左右導坑の切羽の離れが概ね1～3 m程度、施工サイクルとしては1日程度の遅れであり、實際上、同時並進と考えられる。

対称位置にあるロックボルトの組合せは、次のとおりである。

a) R B 1 & R B 4

b) R B 2 & R B 3

①栗山トンネル (矢切工区) 2 k 9 5 4 m地点

a) R B 1 & R B 4

導坑通過後から最終状態まで分布形状、ひずみの絶対値とも強い類似性が認められる。特に、中央坑通過時にそれまで全体が圧縮状態にあったひずみがすべて引張に逆転し、断面が閉合されて再び圧縮に戻るという挙動は一致している。インバート通過後から最終値までの間に二次覆工が打設されているが、全体を通してこの間の挙動を導坑壁の撤去、二次覆工の打設という2つの施工上の視点から見ると、R B 1、R B 4ともに導坑壁の足元をインバート打設のために撤去した時点で圧縮から引張に逆転し、インバート打設後再び圧縮に戻っている。これに対し、全部の導坑を撤去した際には、全体としてわずかに圧縮が増大する傾向を共に示すものの、二次覆工の打設による影響は現れていない。

b) R B 2 & R B 3

全体に発生するひずみ量が小さいこと、ひずみ分布としては壁面付近で圧縮、奥で引張となる分布形状は中央坑接近時まで同じである。しかし、R B 1とR B 4のような急激な変化は中央坑通過時には見られない。その後、中央坑通過から最終状態にかけては、それぞれの分布形状は異なったものになっていく。

R B 2とR B 3についても、導坑壁の撤去、二次覆工の打設という2つの施工上の視点から評価すると、いずれも導坑壁の撤去、二次覆工打設の影響をほとんど受けず、わずかに、導坑壁足元部の撤去、中央坑インバート通過時に、いずれのロックボルトでも壁面から2 m地点の測点のひずみが圧縮から引張に変化するものの、その変化量は非常に小さい。

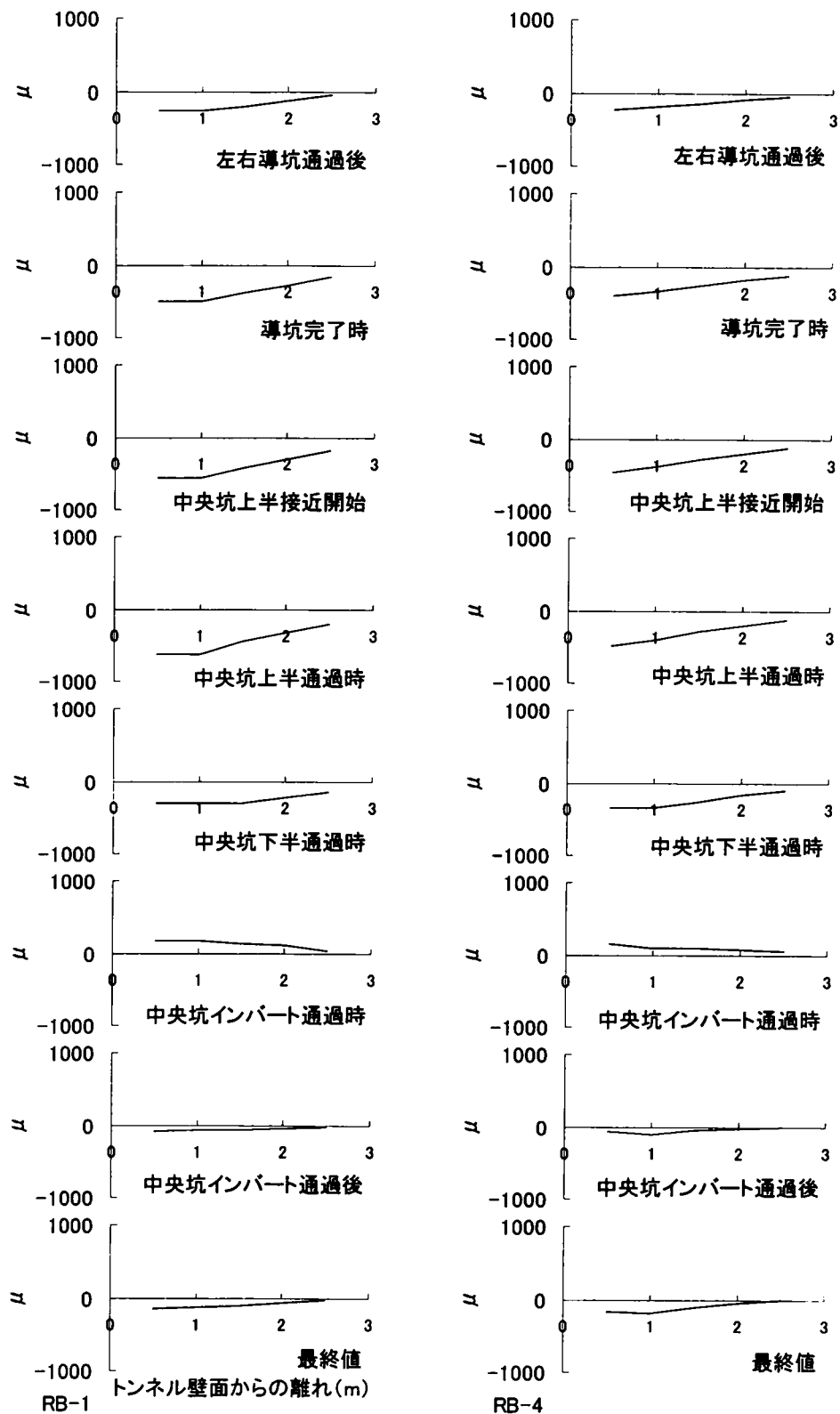


図5-15 (1) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(栗山トンネル 2k954m 地点)

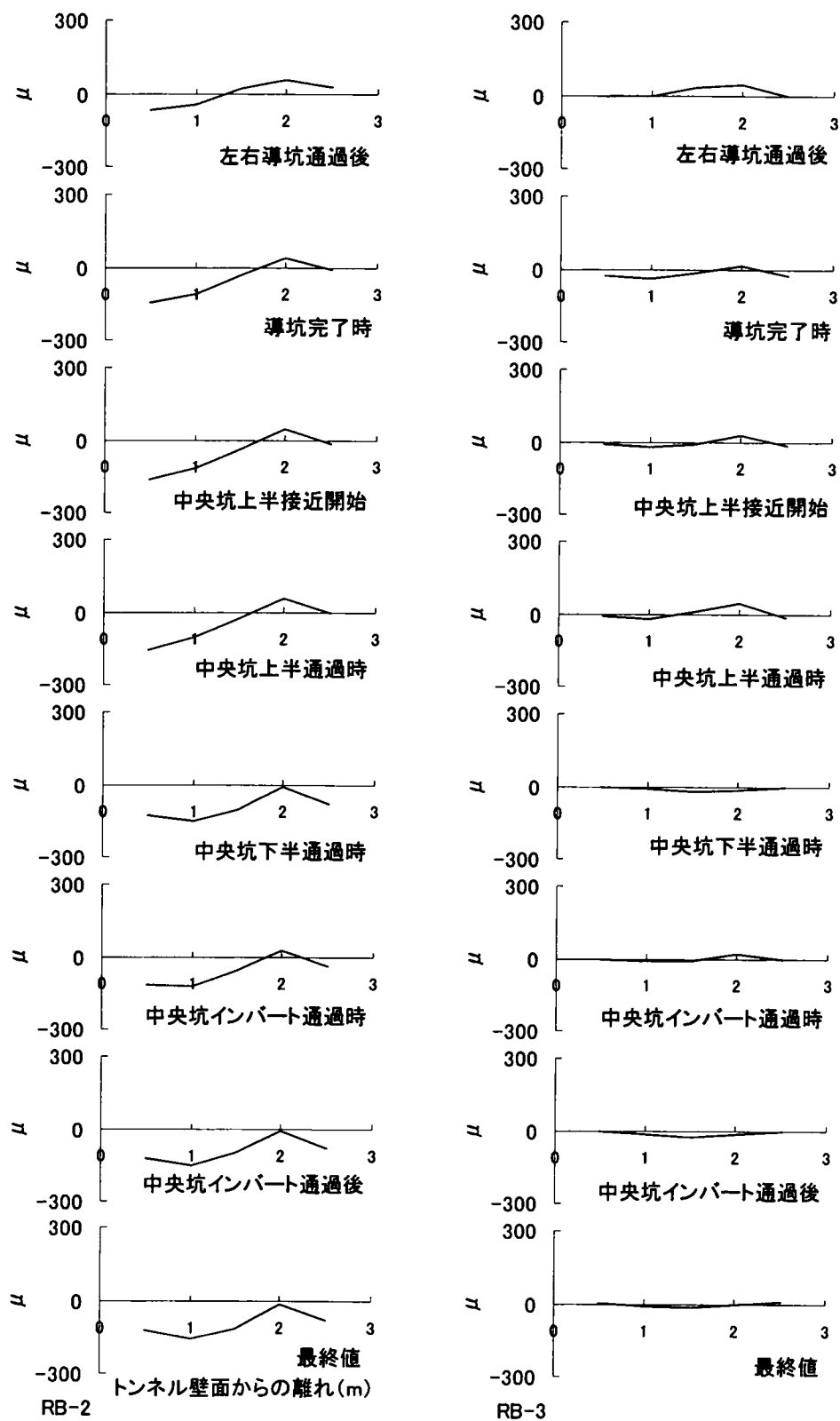


図5-15 (2) ロックボルト軸方向ひずみ分布変化状況
(栗山トンネル 2k954m 地点)

(c) 軸ひずみ挙動の再現性

サイロット工法で施工されたトンネルで観測されたロックボルトの挙動がサイロット工法に特徴的なものとして位置づけられるには、2つ以上の測定断面で同じ挙動が確認され、挙動の再現性が示される必要がある。ここでは、成田空港トンネル8工区63k252m地点及び同63k350m地点での測定結果（図5-13、図5-14）を基に、同じ幾何学的位置に打設されたロックボルトの挙動を比較し、確認された挙動の再現性を評価し、サイロット工法としてのロックボルトの挙動特性を考察する。

a) B1

先行坑である右導坑の進行に伴って、中央が凸の圧縮状態のひずみ分布が発生するという点に再現性が見られるものの、以後の左導坑の通過から最終状態までの挙動については、中央坑下半通過時の挙動に全体的な圧縮ひずみの減少（あるいは、引張ひずみの増大）という共通の挙動が見られるものの、他はひずみの増減状態、ひずみ分布形状ともに両地点に共通の挙動は確認されず、再現性は見られない

b) B2

先行坑掘進完了後のひずみ分布形状が全体的に引張となること、また、後行坑の通過後から中央坑上半の通過につれて、中央部の圧縮が大きくなる挙動に再現性が見られる。しかし、62k350m地点では全区間に渡って圧縮のひずみ分布形状となるものの、63k252m地点では、中央部のみ圧縮となりひずみ分布形状の共通性は見られない。中央坑上半完了時に63k350m地点で中央部の圧縮が急に減少し、この分布形状のまま中央部で引張が大きくなる過程をたどることから、両地点で全く異なった分布となる。

c) B3

先行坑、後行坑の通過に伴って、中央部が凸の全体に引張のひずみ分布が発生する挙動に再現性が見られるものの、以後、導坑完了に至るまでは全く異なった挙動を示し、挙動の再現性は見られない。その後は、欠測のため評価できない。

d) B4

先行坑の進行から導坑完了までの挙動に共通性は認められず、ただ、中央坑上半の接近から導坑壁撤去までの間に一旦圧縮がロックボルト中央と壁面付近で増大する挙動が見られる点にだけ共通性がある。

e) B5

先行坑の進行から導坑壁の撤去に至るまで、全体として引張のひずみ分布を維持する点に再現性が見られる。しかし、ひずみの絶対値については相違が見られる。また、中央坑上半の接近から導坑撤去までの間には、63k350m

地点の方が大きな影響を受けるのに反して、同 2 5 2 m 地点ではほとんど影響を受けない。

f) B 6

ひずみ分布形状、ひずみの増減傾向ともに各施工段階を通じて挙動の再現性は見られない。また、中央坑上半の接近から、撤去までの間に受ける影響の程度の差は、B 5 と同様である。

g) B 7

後行坑通過後から導坑完了までに奥の部分の圧縮が増大（あるいは、引張が減少）する挙動に再現性が見られるが、中央坑上半の接近から導坑壁撤去に至るまでは欠測があり明確ではないもののひずみ分布形状、ひずみの増減傾向にも共通性が見られず、挙動に再現性はないものと判断される。ここでも中央坑上半の接近から導坑撤去までの間に受ける影響の程度の差は、B 5、B 6 と同様である。

h) B 8

中央坑上半の接近開始以降、導坑撤去直前まで全体に圧縮ひずみの分布となる挙動に共通性が確認されたが、分布形状、ひずみの増減傾向とも挙動の再現性は見られない。

i) B 9

ひずみ分布形状、ひずみの増減傾向のいずれについても挙動の再現性は認められない。

j) B 1 0

中央坑上半の接近～通過時に全体に圧縮が増大する挙動に再現性が見られるものの、分布形状、ひずみの増減傾向とも他に共通性は見られない。

k) B 1 1

後行坑の通過のひずみ分布形状とそれ以後、中央坑上半の通過まで、ひずみの増減傾向に再現性が見られる。以後、中央坑下半の通過の影響を大きく受けるという共通の特徴を示すが、その挙動に共通性はない。

l) B 1 2

中央坑上半の通過後から最終状態までの間に、中央部の引張が増大する傾向だけに挙動の再現性が確認された。

m) B 1 3

ひずみ分布形状、ひずみの増減傾向ともに挙動の再現性は見られない。

n) B 1 4

ひずみの絶対値に大きな相違が見られるものの、中央坑の進行に伴ってひずみ分布が一旦圧縮になり、最終状態で全体が引張になるという挙動に再現性が見られる。

o) B 1 5

中央坑上半の通過後、全体にひずみ分布が圧縮となる点に挙動の再現性が見られる。また、中央坑下半通過後～最終にかけて、全体が引張の分布になる点に共通性が見られる。

p) B 1 6

中央坑上半の通過後、全体で引張が一時増大するというひずみの増減傾向に挙動の再現性が見られるものの、分布形状や以後最終状態までのひずみの増減傾向は全く異なっている。

q) B 1 7

ひずみ分布形状、ひずみの増減傾向ともに挙動の再現性は見られない。

r) B 1 8

発生の時期に相違はあるものの、中央坑の進行に伴い、一旦トンネル壁面近傍が圧縮、奥が引張となること、さらに、最終時には全体として引張の分布形状となることに挙動の再現性がみられるものの、分布形状は全く異なる。

(3) まとめ

得られたロックボルトの挙動特性を整理すると、次のようになる。

- (a) 軸方向ひずみの絶対値は、土被りの浅いこの種の地山でも、局部的に1000 μ を超えるところがある。比較的大きな引張、圧縮ひずみの発生する位置は、左右の導坑の離れが大きい場合と小さい場合で異なり、前者ではアーチ部から天端にかけて、後者の場合は、足元部となる。
- (b) 成田空港Tの2地点の導坑外側のすべての測点（B1～B3、B10～B12）で、中央坑上半の通過後から中央坑上半完了時までの間に軸方向ひずみ分布形状を大きく変えるという共通の特性が見られるが、その変化の方向に共通性は見られず理由も分からない。同様の傾向は、中央坑下半の通過後、最終状態までの間の一部（252m地点B3とB12、350m地点B12）を除く多くの測点でみられ、左右導坑の離れの大きさや導坑の本坑の設計に起因するものか不明であるが、大きな特徴と言える。
- (c) 各施工段階のロックボルトの挙動とその挙動の発生メカニズムを推定し、整理すると、表5-20、表5-21のようになる。これにより次の(1)～(4)のことがわかる。

表5-20 各施工段階のロックボルトの挙動と発生メカニズム
(成田空港T8工区)

施工段階	計測されたロックボルトの挙動	発生メカニズム（推定）
1、左導坑の通過	<ul style="list-style-type: none"> ・ 局部的な引張の増大（圧縮の減少） ・ 局部的な（壁面部の）圧縮の増大 ・ 全体的な圧縮の増大（引張の減少） ・ 局部的な（地山側の）引張の減少 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 局部的な要因 ・ 地山の内空側への変形の支保による拘束 ・ または、トンネル断面の地山側への変形 ・ 地山の内空側への変形の支保による拘束 ・ または、トンネル断面の地山側への変形 ・ 局部的な要因
2、左導坑通過後からサイロット完了まで	<ul style="list-style-type: none"> ・ 局部的な引張、圧縮の増大（両方） ・ 全体的な圧縮の増大（引張の減少） ・ 全体的な引張の増大（圧縮の減少） ・ 局部的な（地山側の）圧縮の増大 ・ 局部的な（地山側の）引張の増大 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 局部的な要因 ・ 地山の内空側への変形の支保による拘束 ・ または、トンネル断面の地山側への変形 ・ 地山の内空側への変形 ・ 局部的な要因 ・ 局部的な要因
3、中央坑上半の通過	<ul style="list-style-type: none"> ・ 全体的な圧縮の増大（引張の減少） ・ 局部的な圧縮の増大（引張の減少） ・ 局部的な引張、圧縮の増大（両方） ・ 全体的な圧縮の減少（引張の増大） 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 地山の内空側への変形の支保による拘束 ・ または、トンネル断面の地山側への変形 ・ 局部的な要因 ・ 局部的な要因 ・ 地山の内空側への変形
4、中央坑上半の接近とサイロットの撤去	<ul style="list-style-type: none"> ・ 局部的な（壁面部の）圧縮の増大 ・ 地山側の引張・圧縮の激しい増減 ・ 全体的な圧縮の減少（引張の増大） ・ 局部的な引張、圧縮の増大（両方） 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 地山の内空側への変形の支保による拘束、 ・ または、トンネル断面の地山側への変形 ・ 局部的な要因 ・ 地山の内空側への変形 ・ 局部的な要因
5、中央坑上半通過後から中央坑上半完了まで	<ul style="list-style-type: none"> ・ 局部的な引張、圧縮の増大（両方） ・ 全体的な圧縮の増大（引張の減少） ・ 全体的な引張の増大（圧縮の減少） ・ 全体的な圧縮の減少（引張の増大） ・ 局部的な引張の増大（圧縮の減少） ・ 全体的な圧縮の増大（引張の減少） 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 局部的な要因 ・ 地山の内空側への変形の支保による拘束、 ・ または、トンネル断面の地山側への変形 ・ 地山の内空側への変形
6、中央坑下半の通過	<ul style="list-style-type: none"> ・ 局部的な圧縮、引張の増大（両方） ・ 局部的な圧縮の増大と減少 ・ 全体的な圧縮の増大（引張の減少） ・ 局部的な圧縮、引張の増大（両方） ・ 局部的な圧縮の増大と減少 ・ 全体的な圧縮の増大（引張の減少） 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 局部的な要因 ・ 局部的な要因 ・ 地山の内空側への変形の支保による拘束 ・ または、トンネル断面の地山側への変形 ・ 局部的な要因
7、中央坑下半の通過後	<ul style="list-style-type: none"> ・ 局部的な圧縮、引張の増大（両方） ・ 局部的な圧縮の増大と減少 ・ 全体的な圧縮の増大（引張の減少） ・ 全体的な引張の増大（圧縮の減少） ・ 壁面部の圧縮増大と地山側の圧縮減少 ・ 局部的な引張の減少（圧縮の増大） 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 局部的な要因 ・ 局部的な要因 ・ 地山の内空側への変形の支保による拘束 ・ または、トンネル断面の地山側への変形 ・ 地山の内空側への変形 ・ 地山の内空側への変形の支保による拘束 ・ または、トンネル断面の地山側への変形 ・ 局部的な要因

表5-21 各施工段階のロックボルトの挙動と発生メカニズム
(栗山トンネル)

施工段階	計測されたロックボルトの挙動	発生メカニズム(推定)
1、導坑通過後からサイロット完了まで	<ul style="list-style-type: none"> ・全体的な圧縮の増大(引張の減少) ・壁面側の圧縮増大と地山側の引張増大 	<ul style="list-style-type: none"> ・地山の内空側への変形の支保による拘束または、トンネル断面の地山側への変形 ・地山の内空側への変形の支保による弱い拘束または、トンネル断面の地山側への変形
2、中央坑下半の通過	<ul style="list-style-type: none"> ・全体的な圧縮の減少(引張の増大) ・局所的な(地山側の)圧縮の増大 	<ul style="list-style-type: none"> ・地山の内空側への変形 ・地山の内空側への変形の支保による拘束または、トンネル断面の地山側への変形
3、中央坑インバート通過	<ul style="list-style-type: none"> ・全体的な引張の増大(圧縮の減少) 	<ul style="list-style-type: none"> ・地山の内空側への変形
4、中央坑インバートの通過後	<ul style="list-style-type: none"> ・全体的な引張の減少(圧縮の増大) 	<ul style="list-style-type: none"> ・地山の内空側への変形の支保による拘束または、トンネル断面の地山側への変形

- 1) 導坑や中央坑の切羽の離れが小さいサイロット工法(栗山トンネル)では、中央坑上半の通過や中央坑インバートの通過などの地山応力の解放を伴う施工段階、あるいは、導坑通過後から導坑完了までと中央坑インバート通過後の地山の応力解放とは直接無関係な施工段階にも地山の変形に対して、主としてロックボルト以外の支保(たとえば、吹付けコンクリートや鋼製支保工)が機能を果たしている状況やトンネル断面形状の影響を反映した挙動を示す。
- 2) 導坑、中央坑上半、下半などの切羽が並行して進行しないサイロット工法(成田空港トンネル8工区)の場合には、導坑や中央坑の切羽の離れが小さい場合に見られたロックボルトとそれ以外の支保が地山の変形に対して示す全体的な地山と支保の相互作用の要素に加え、局所的な要因に起因すると考えられる特異な挙動が多く見られる。
- 3) ロックボルトは、地山の全体的な変形に対して引張ひずみの全延長に渡る増大という形で機能するばかりでなく、ロックボルト以外の支保と地山の剛性等のアンバランスに起因する地山の変形や局所的な地山とロックボルト以外の支保との相互作用の状況に応じて、他の支保の機能を補完する機能を果たしている。
- 4) 軸ひずみ分布の最終形状からロックボルトのトンネル断面内の幾何学的位置関係に応じた挙動の対称性と再現性を見ると、挙動の対称性が確認されたロックボルトの組み合わせは、ショートベンチ工法の場合は3カ所(9カ所中、表4-13参照)、切羽の離れの小さいサイロット工法の場合は2カ所(2カ所中)、切羽が並行して進まないサイロット工法の場合は2カ所(30カ所中)である。また、挙動の再現性が確認された組み合わせは、ショートベンチ工法の場合、5カ所(21カ所中、表4-15参照)、切羽が並行して進まないサイロット工法の場合、0カ所(24カ所中)である。このこ

とから、ロックボルトの挙動は、理論的に想定される地山全体の応力解放による変形だけでなく、ロックボルトの打設時期、打設精度等を含めたロックボルト打設位置での局部的な要因に支配されていることが推定される。特に、切羽が並行して進まないサイロット工法のように、いくつものトンネルを近接して別々に掘削するのと同じ状況では、地山と支保の相互関係も複雑になる状況が強く現れているものと考えられる。

- (d) 成田空港Tの測定結果に比較し、栗山トンネルの測定結果にロックボルトの挙動の対称性が顕著であるという特徴は、導坑の形状や全体断面とのバランスなどの要素とロックボルトの挙動の関係を考えることの必要性を示唆するものと考えられる。

2-3 鋼製支保工の挙動

(1) 現場計測

現場計測に使用した計測器は、ひずみゲージを鋼製支保工に貼付したもので、基本的にはショートベンチ工法におけるものと同じである。また、成田空港トンネル8工区と栗山トンネルにおけるひずみゲージ貼付位置は、それぞれ、図5-16と図5-17に示すとおりである。各測点では、ひずみゲージの配置により、鋼製支保工の軸力と曲げモーメントに起因する曲げひずみを測定した。なお、成田空港トンネル8工区の本坑の鋼製支保工は、MU29材であることから、曲げひずみの測定は、導坑の内側に設置したH型支保工に対して実施している。また、ひずみゲージの貼付位置は、図4-40と同様である。さらに、2つの工区で用いられている鋼製支保工の種類と諸元は、表5-22に示すとおりである。

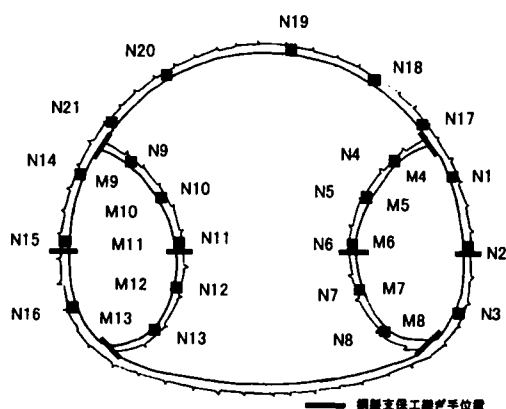


図5-16 鋼製支保工計測器
配置図（成田空港T8工区）

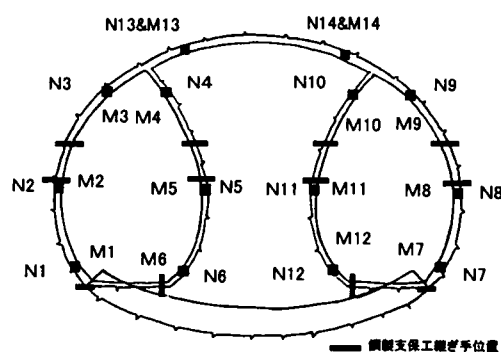


図5-17 鋼製支保工計測器
配置図（栗山トンネル）

表5-22 使用鋼製支保工諸元

		栗山トンネル 2 k 954m地点		成田空港トンネル8工区			
		1 2 5 H 1 5 0 H		63 k 252m地点 1 2 5 H MU29		63 k 350m地点 1 2 5 H MU29	
種別	導坑内壁 本坑	19.6		H形鋼 MU29	19.6	H形鋼 MU29	19.6
許容応力度	kN/cm ²	30.31		24.5	24.5	30.31	24.5
断面積	cm ²	30.31	40.14	30.31	37	30.31	37

(2) 軸方向応力

(a) 発生応力の絶対値

軸力に換算した発生応力の最大値とその値の発生時期は、表5-23に示すとおりであり、成田空港T8工区63k252m地点で圧縮方向に最大1230kN(引張方向最大は480kN)、同63k350m地点で引張方向最大

950kN(圧縮最大は313kN)、栗山トンネル2k954m地点で圧縮方向最大353kN(引張最大は52kN)となっている。鋼製支保工の許容軸力(125Hで594kN、150Hで785kN、MU29で725kN)と比べてみると、成田空港T8工区の63k252m地点と同63k350m地点では、許容応力レベルから降伏応力レベルに達する応力の発生が見られるものの、栗山トンネル2k954m地点では、許容応力レベルの1/2強程度である。このことは、従来から経験的に決められている導坑や本坑の支保工のサイズが決して過大なものではないことを物語っているものと思料される。

表5-23 サイロット鋼製支保工軸力最大値

		栗山トンネル 2k954m地点	成田空港トンネル8工区	
		軸力(kN)	63k252m地点	63k350m地点
		軸力(kN)	軸力(kN)	軸力(kN)
N1	引張	0	-57	0
	圧縮	205	1230	313
	最終状態			
N2	引張	-6	-53	0
	圧縮	188	122	118
	最終状態			
N3	引張	0	-27	-137
	圧縮	226	723	26
	最終状態			
N4	引張	0	-198	0
	圧縮	222	0	173
	中央坑上半接近時			
N5	引張	0	-42	-388
	圧縮	98	0	75
	中央坑上半接近時			
N6	引張	-51	-16	-189
	圧縮	110	74	15
	中央坑下半接近時			
N7	引張	0	-19	-61
	圧縮	107	44	74
	最終状態			
N8	引張	0	-94	0
	圧縮	208	34	140
	最終状態			
N9	引張	0	-493	-950
	圧縮	180	0	0
	最終状態			
N10	引張	-39	-50	-150
	圧縮	149	36	0
	中央坑上半接近時			
N11	引張	0	0	-63
	圧縮	155	845	16
	中央坑下半通過時			
N12	引張	-52	0	-97
	圧縮	70	786	42
	中央坑上半接近時			
N13	引張	0	0	-6
	圧縮	289	124	93
	最終状態			
N14	引張	0	-23	-147
	圧縮	353	537	55
	最終状態			
N15	引張		-61	-466
	圧縮		19	127
	最終状態			
N16	引張		-487	-160
	圧縮		19	16
	最終状態			
N17	引張		-480	-141
	圧縮		125	164
	最終状態			
N18	引張		0	0
	圧縮		133	210
	最終状態			
N19	引張		0	0
	圧縮		95	129
	最終状態			
N20	引張		0	0
	圧縮		248	172
	最終状態			
N21	引張		0	0
	圧縮		461	183
	最終状態			

一方、最大圧縮力の発生位置は、栗山トンネルでは、N14でアーチ部、成田空港トンネルでは、63k252m、350m両地点ともN1で導坑外側(地山側)アーチ上部である。一般的には、鋼製支保工の軸力は、導坑、本坑を問わず、足元に近い部分に大きな圧縮力が発生するものと考えられて

いるが、実際の測定結果は、これとは異なった傾向を示していると言える。また、引張力の最大値の発生位置は、栗山トンネルでは、N 6とN 1 2で導坑の内側足付け部であり、成田空港Tでは、両地点ともN 9の導坑内側の天端付近である。しかし、成田空港T 6 3 k 2 5 2 m地点では、N 1 6、N 1 7でもその測定断面における引張力の最大値に近い値が計測されている。したがって、引張力の最大値の発生する場所についても必ずしも共通性があるとは認められない。

これらの最大値が発生している施工段階は、圧縮力の場合は、栗山トンネルでは最終状態、成田空港Tでは、中央坑上半完了時か、左導坑完了時であり、施工段階での共通性はみられない。引張力の場合は、栗山トンネルでは、中央坑下半の接近時、成田空港Tでは、中央坑上半完了時か、中央坑下半掘削時であり、鋼製支保工に引張力を発生させる大きな要因として、支保工付近の足元部や側面の掘削があると推定される。このことは、それぞれの掘削の解析的なシュミレーションによって引張力発生を予測する方法の有効性が実際の挙動から裏付けられていることを示していると考えられる。

以上のことから、導坑と本坑に配置された鋼製支保工に対しては、導坑内側の支保工よりは、本坑側の支保工に大きな圧縮力が発生し、また、導坑内側に設置した鋼製支保工は、付近の掘削の影響を強く受け、大きな引張力が発生することがあると言える。

(b) 応力変化と施工手順

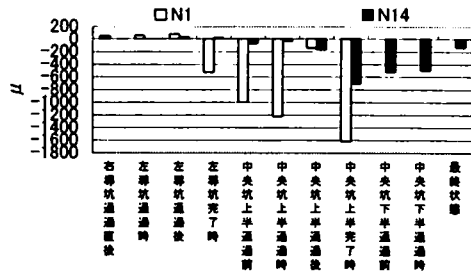
応力変化と施工手順の関係の考察は、吹付けコンクリート、ロックボルトの場合と同様に、1) 左右の導坑の離れが大きい場合と2) 左右の導坑の離れが小さい場合に分けて述べる。また、測定結果がひずみ値によって行われていることから、応力変化はひずみの変化として表し考察する。また成田空港Tでは、図5-11における⑤と⑥の掘削を中央坑下半の掘削として、又栗山トンネルでは、図5-12における⑧と⑨の掘削を中央坑下半の掘削、⑩を中央坑インバートの掘削として表わしている。

1) 左右の導坑の離れが大きい場合（成田空港T 8工区）

成田空港T 8工区の鋼製支保工の測定位置は、図5-16に示しているが、それぞれ測定断面内で対称の位置にある測点は、次のようになる。

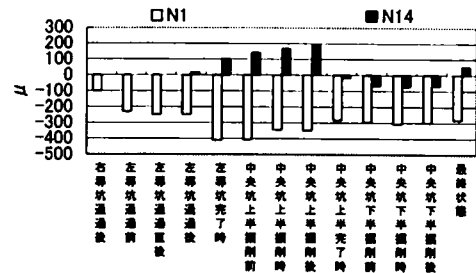
- ①N 1 & N 1 4、②N 2 & N 1 5、③N 3 & N 1 6、④N 4 & N 9、
- ⑤N 5 & N 1 0、⑥N 6 & N 1 1、⑦N 7 & N 1 2、⑧N 8 & N 1 3、
- ⑨N 1 7 & N 2 1、⑩N 1 8 & N 2 0
- ⑪M 4 & M 9、⑫M 5 & M 1 0、⑬M 6 & M 1 1、⑭M 7 & M 1 2、
- ⑮M 8 & M 1 3

また、前述のように、本坑側の鋼製支保工の曲げひずみは測定していない。各施工段階で得られた鋼製支保工の軸方向応力の変化状況は、図5-18と図5-19に示すとおりである。ここでは、計測データが連続データとして残っていないことから、各施工毎のひずみ量を示してある。



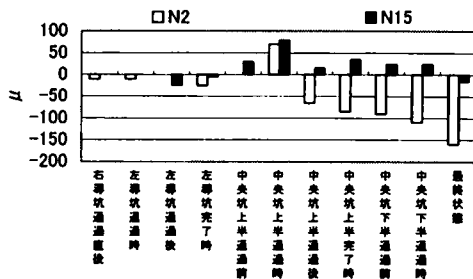
施工段階

成田空港T8工区63k252m鋼製支保工軸ひずみ



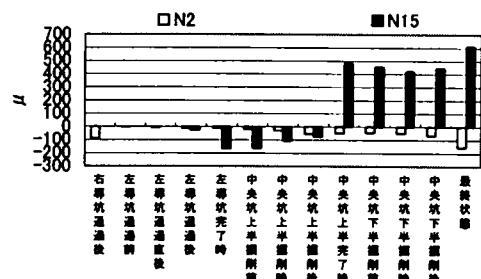
施工段階

成田空港T8工区63k350m鋼製支保工軸ひずみ



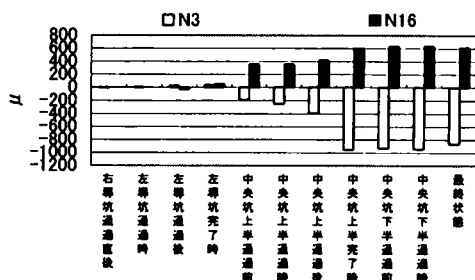
施工段階

成田空港T8工区63k252m鋼製支保工軸ひずみ



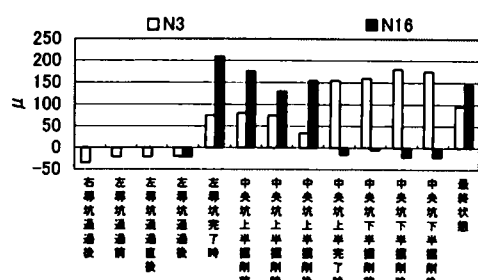
施工段階

成田空港T8工区63k350m鋼製支保工軸ひずみ



施工段階

成田空港T8工区63k252m鋼製支保工軸ひずみ



施工段階

成田空港T8工区63k350m鋼製支保工軸ひずみ

図5-18 (1) 鋼製支保工軸ひずみの変化
(成田空港T8工区63k252m地点N1～N3、N14～N16)

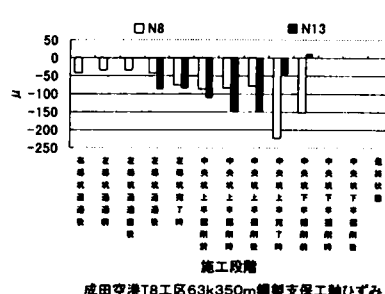
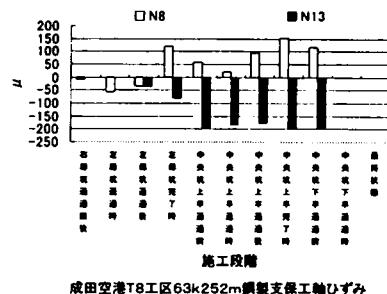
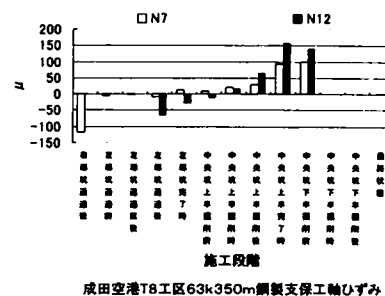
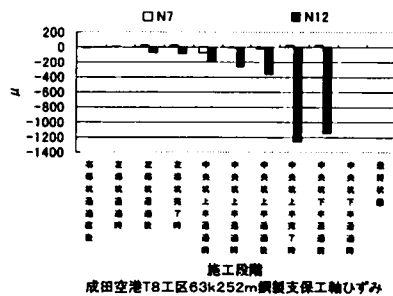
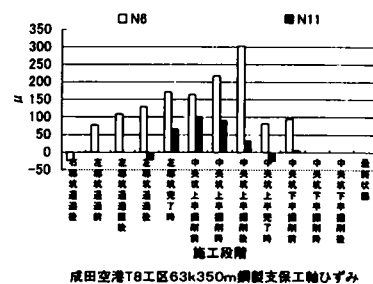
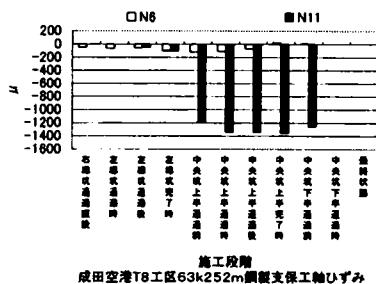
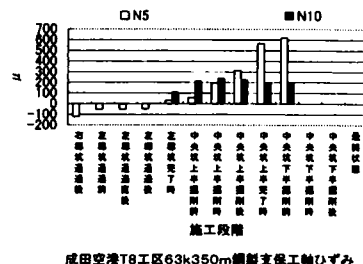
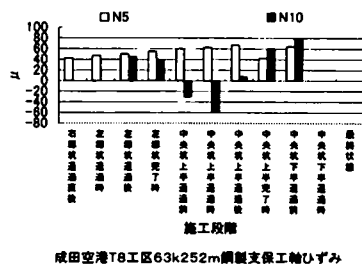
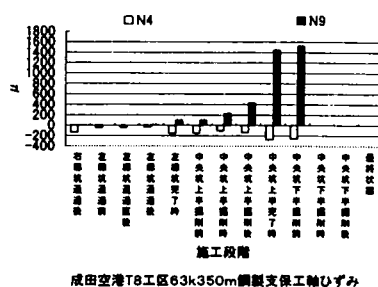
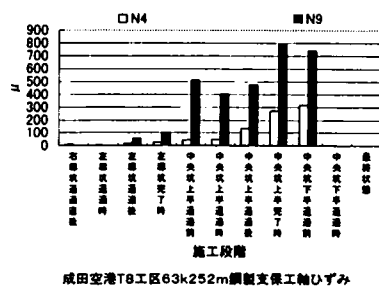
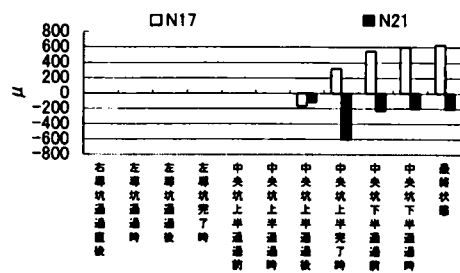
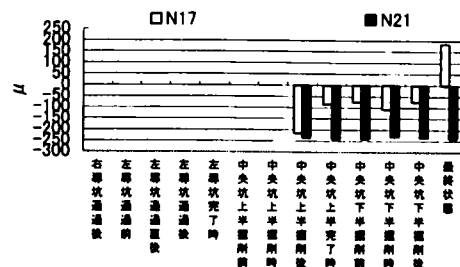


図5-18(2) 鋼製支保工軸ひずみの変化
(成田空港T8工区63k252m地点N9～N13)



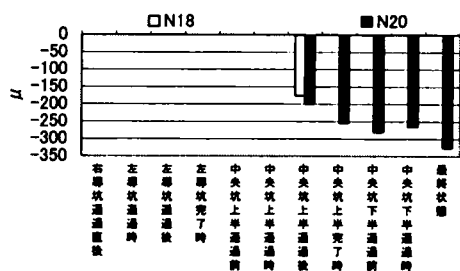
施工段階

成田空港T8工区63k252m鋼製支保工軸ひずみ



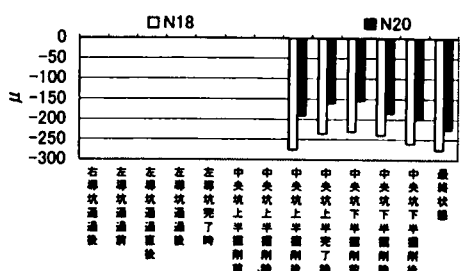
施工段階

成田空港T8工区63k350m鋼製支保工軸ひずみ



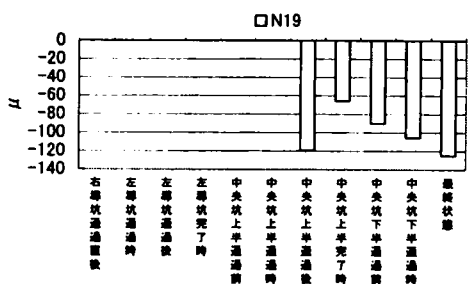
施工段階

成田空港T8工区63k252m鋼製支保工軸ひずみ



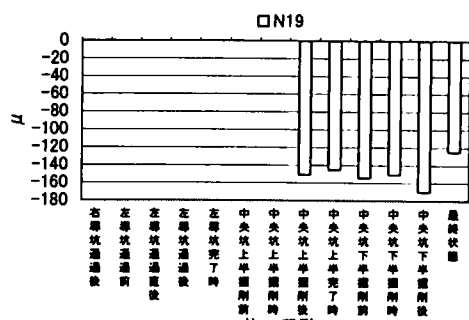
施工段階

成田空港T8工区63k350m鋼製支保工軸ひずみ



施工段階

成田空港T8工区63k252m鋼製支保工軸ひずみ



施工段階

成田空港T8工区63k350m鋼製支保工軸ひずみ

図5-19 鋼製支保工軸ひずみの変化
(成田空港T8工区63k252m地点N17~N20)

a) 右導坑の通過

先行坑である右導坑通過時に設置された測点N1～N3では、右導坑の通過に伴い、63k252m地点の導坑アーチ上部（N1）が僅かに引張傾向のひずみを示すものの、地山側測点N2、N3と63k350m地点のN1～N3の測点で圧縮ひずみが発生する。その量は350m地点で50～200 μ で、252m地点では非常に小さい。この圧縮ひずみは、350m地点アーチ上部（N1）で左導坑通過前まで増加するが、他は右導坑の進行に伴って概ね減少傾向を示す。

一方、同時期に設置された測点N4～N8については、右導坑の通過に伴い、252m地点のアーチ部（N4とN5）で引張ひずみが発生するが、最大でも40 μ 程度と小さい。これに対して、他の測点は、252m、350m両地点ともに圧縮ひずみが発生するものの、その値も350m地点導坑アーチ～側壁部（N4～N6）で100 μ 程度であり、他の測点では小さい。ここで発生した圧縮ひずみは、以後、252m地点の側壁部（N6）と足付け部（N8）で増加傾向を示すものの、他の測点は減少傾向を示し、252m地点アーチ部（N7）と350m地点側壁部（N6）では引張に転じる。引張が発生した252m地点の測点N4、N5では、引張ひずみがほとんど変わらない状態が維持される。

このような状況を整理すると、表5-24のようになる。左導坑の左右対称の位置にある測点同士を見ると、左導坑通過後発生するひずみの正負の値に共通性が見られ、その後の変化状況についても、252m地点のN3とN8、N2とN6、N7、350m地点のN1とN4、N5で異なるものの、対称の位置にある測点の半数程度で共通性のある状況を示している。

一方、252m、350m両地点で同じ位置にある測点の状況を見ると、発生ひずみの傾向は、N1、N4、N5で異なっている。また、その後の変化傾向も測点N1、N4、N5では判断が難しい状況であり、さらに、N6とN8では、反対の変化傾向を示している。

表5-24 鋼製支保工軸ひずみ変化傾向（右導坑通過後）

63k252m						63k350m					
測点	発生ひずみ	変化傾向	測点	発生ひずみ	変化傾向	測点	発生ひずみ	変化傾向	測点	発生ひずみ	変化傾向
	通過後	以後		通過後	以後		通過後	以後		通過後	以後
N1	+	変わらず	N4	+	変わらず	N1	-	-増加	N4	-	-減少
N2	-	変わらず	N5	+	変わらず	N2	-	-減少	N5	-	-減少
N3	-	+へ	N6	-	-増加	N3	-	-減少	N6	-	+へ
			N7	-	+へ				N7	-	-減少
			N8	-	-増加				N8	-	-減少

b) 左導坑の通過

左導坑の掘削に伴い、新たに左導坑にN14～N16及びN9～N13の

測点が設置された。右導坑にすでに設置してあった測点N1～N3は、252m地点で左導坑通過時に一旦引張方向にひずみが増加した後、概ね圧縮方向に動くという変化を示し、350m地点では逆にN3を除き一旦圧縮ひずみが僅かに増加した後、ほとんど変化しない。このときの変動量は、N1が他の2点より大きくN2とN3は25μ以下と小さい。N4、N5では、252m、350m両地点ともに、引張方向にひずみが増加するものの、N6～N8では、変動方向に共通性が見られない。しかし、これらの測点の変動量はいずれも50μ以下である。

一方、新たに追加された測点のN14～N16では、導坑通過時、252m、350mいずれの地点でもアーチ上部(N14、N9、N10)に引張、N11～N13、N15、N16に圧縮ひずみが発生するという共通の挙動が見られる。その後は、252m、350m地点の右導坑足付け部(N16)で引張側へ変化すること、また、N9で引張ひずみが増大する変化に共通性が見られるものの、他の測点では共通の変化は確認されない。このような動きを表示すると、表5-25のようになる。

表5-25 鋼製支保工軸ひずみ変化傾向(左導坑通過時とその後)

63k252m									
測点	変化傾向	測点	発生ひずみ 通過後	変化傾向 以後	測点	変化傾向 通過時とその後	測点	発生ひずみ 通過後	変化傾向 以後
	通過時とその後								
N1	+増加後-へ	N14	+	-へ	N4	+増加	N9	+	+増加
N2	-減少再び-へ	N15	-	-減少	N5	+増加	N10	+	+減少-へ
N3	+僅か増加	N16	-	+へ	N6	-増加	N11	-	-増加
					N7	+増加	N12	-	-増加
					N8	-減少しその後+増加	N13	-	-増加

63k350m									
測点	変化傾向	測点	発生ひずみ 通過後	変化傾向 以後	測点	変化傾向 通過時とその後	測点	発生ひずみ 通過後	変化傾向 以後
	通過時とその後								
N1	-増加後変わらず	N14	+	+増加	N4	-僅かに減少	N9	+	+増加
N2	-僅かに増加後変わらず	N15	-	-増加	N5	-減少し+に	N10	+	+増加
N3	-僅かに減少後変わらず	N16	-一旦-	+が増加	N6	+増加	N11	-一旦-	+へ
					N7	-一旦増加後+に	N12	-	-減少
					N8	-増加	N13	-	変わらず

断面内の対称位置にある測点N1～N8についてみると、252m地点でN2とN6の挙動に共通性が見られないものの、他の測点では、対称な位置の測点同士で共通の変化が認められる。しかしながら、350m地点では、共通の挙動は確認されていない。

一方、252m、350m両地点の同じ位置にある測点では、N1、N3とN4、N5に一部共通の動きが見られるものの、他の測点では異なった動きを示している。また、測点N14～N16とN9～N13の左導坑通過後の発生ひずみの正負に共通性が見られる。その後の挙動としては、252m、350m両地点で、N16とN9の測点で共通の挙動が見られる以外、共通の挙動は確認されていない。

c) 中央坑上半の通過

中央坑上半の通過に伴い、252m地点の対称な位置にある測点N1とN14は全く異なった変動傾向を示す。また、測点N2とN15は、掘削の影響を受けて、ひずみが一旦引張側に変動した後、圧縮側に動くという同じ挙動を示すが、その後中央坑上半全線掘削完了するまでの変化は全く異なる。さらに、N3とN16は、全く異なった動きを示す。

一方、N4とN9、N5とN10、N6とN11、N7とN12、N8とN13という対称な位置の測点の組み合わせでは、いずれの組み合わせでも、それぞれが全く異なった動きを示す。しかし、N4とN5、N6とN7、N9とN10、N11とN12というような導坑内側の上部および側壁部という部位の測点同士は同様の傾向の挙動を示す。さらに、中央坑上半掘削時に設置された測点N17～N21では、通過後いずれの測点でも圧縮ひずみが発生するものの、その後の変化傾向に共通性は見られない。

350m地点では、対称な位置にある測点N1とN14で、掘削に伴い引張側方向へのひずみ変化が見られ、N3とN16では、圧縮方向へのひずみ変化を示し、その後、一時的に引張方向に戻ると同じ動きを示すものの、それ以後の挙動に共通性は見られない。

一方、N4～N8とN9～N13では、N6とN11の掘削によるひずみの変化傾向に相違が見られるものの、N4とN9、N5とN10という導坑内側上部の測点で引張側へひずみが増加するという共通の動きが見られ、また、N6とN12でも同様の動きが見られるものの、N8とN13では、逆に圧縮が増大する。その後、N4とN9、N5とN10、N8とN11の組を見ると、それぞれ全く異なった変化傾向を、N6とN11、N7とN12の組ではそれぞれの組の測点同士が同じ変化傾向を示すが、両組の変化傾向は異なっている。このような状況を整理すると、表5-26のようになる。これによれば、同一測定断面の対称な位置にある測点における挙動の対称性という点を見ると、252m地点では、N2とN15に掘削により引張側に変動するという共通の変化が見られ、ほかに、N4、N5とN9、N10で中央坑上半が離れるにつれてひずみが引張方向に動くという共通の変化傾向を示すだけである。一方、350m地点では、N4とN9、N5とN10で掘削にともない引張側にひずみが増加するという共通の挙動が見られ、N4とN9では、その後も引き続き引張側へ動くという同様の挙動が続く。さらに、N6とN11で中央坑上半が離れるにしたがい、圧縮方向にひずみが増加するという点、N7とN12で引張が増加するという点に対称な位置にある測点の挙動としての共通性が認められる。また、N17とN21、N18とN20については、中央坑上半掘削後に圧縮ひずみが発生するという共通

の挙動が認められる。

表5－26 鋼製支保工軸ひずみ変化傾向（中央坑上半通過時とその後）

6 3 k 2 5 2 m											
測点	変化傾向 通過時とその後	測点	変化傾向 通過時とその後	測点	変化傾向 通過時とその後	測点	変化傾向 通過時とその後	測点	変化傾向 通過後 以後	測点	変化傾向 通過後 以後
N1	－増大急激に－減少	N14	一旦－が減少後－が増加	N4	＋が増加	N9	＋一旦減少後増大	N17	－	N21	－一旦－が増大後減少
N2	＋に一度急激に－に一度	N15	＋が一旦増大、次に減少しその後、再び増大	N5	一旦＋が増大後減少	N10	－が一旦増大急激に減少し＋に	N18	－	N20	－
N3	－が増加	N16	＋が増加	N6	－が減少	N11	－増大後変わらず	N19	－		
				N7	－が減少し＋に	N12	－が増加				
				N8	＋が一旦減少しその後再び増大	N13	－が一旦減少後－が増加				

6 3 k 3 5 0 m											
測点	変化傾向 通過時とその後	測点	変化傾向 通過時とその後	測点	変化傾向 通過時とその後	測点	変化傾向 通過時とその後	測点	変化傾向 通過後 以後	測点	変化傾向 通過後 以後
N1	－が減少	N14	＋増大急激に減少し－に	N4	－一旦減少後－が増加	N9	＋が増加	N17	－	N21	－変わらず
N2	－が一旦増大急激に減少	N15	－が減少し＋に転じ＋が増大	N5	＋が増加	N10	＋が一旦増大後減少	N18	－	N20	－
N3	一旦＋が増大後減少	N16	＋が減少し＋に転じ＋が増大	N6	＋が一旦増大後減少	N11	＋が減少し－に	N19	－		
				N7	＋が増加	N12	＋に転じ＋が増加				
				N8	－が一旦増大急激に減少しその後再び増大	N13	－が一旦増大後減少				

これに対して、2 5 2 m、3 5 0 m両地点の同じ位置の測点におけるひずみの変化状態を見ると、本坑のアーチ、クラウン部（N 1 7～N 2 1）で圧縮ひずみが発生するという共通の挙動が認められる。N 1 は、中央坑上半が遠くに離れるにつれて圧縮ひずみが減少するという点で、N 3 は中央坑上半掘削により圧縮側にひずみが増大すること、N 4 では、掘削によりひずみが引張方向に変化し、中央坑上半が離れるにつれて圧縮側に変化すること、N 1 5 では、掘削により引張側にひずみが増大し、さらに、中央坑上半が離れるにしたがってさらに引張側に動くこと、N 4～N 7 では、掘削によりひずみが引張側に変化し、N 8 では、掘削によりひずみが圧縮側に動くこと、N 9 とN 1 0 では中央坑上半が離れるにつれて引張側にひずみが増大すること、N 1 1 では掘削により圧縮側にひずみが増大すること、N 1 7 では、中央坑上半が離れるにつれて引張側にひずみが増大すること、N 1 9 では掘削により引張側へひずみが増大し、中央坑上半が離れるにつれて圧縮側に動くという共通の挙動が確認されている。

d) 中央坑下半の通過とその後最終状態まで

6 3 k 2 5 2 m地点のN 1～N 3、N 1 4～N 1 6という導坑の地山側の測点では、N 2を除いて中央坑下半掘削の影響をほとんど受けない。一方、本坑アーチ部の測点N 1 7～N 2 1では、掘削にともないN 1 7、N 2 0、N 2 1で引張方向へのひずみの変化が見られる。N 1 9では掘削により圧縮が増大する。その後、最終状態までの間に、N 2とN 1 5で圧縮が増大する傾向を示すほか、N 3とN 1 6では発生していた圧縮、引張それぞれのひずみが僅かに減少する。一方、N 1 7、N 1 9、N 2 0では、それまで発生していた引張、圧縮ひずみがそれぞれ増大するほか、N 2 1はほとんど変化しない。

350m地点では、導坑地山側の測点のうち、上部のN1とN4が掘削の影響をほとんど受けず、N2、N15、N16で圧縮側へのひずみの変化が見られ、N3では引張ひずみが増える。本坑アーチ部のN17とN18、N20では、掘削の影響で圧縮ひずみの増加が見られるものの、N19では逆に、引張側にひずみが増え、N21は影響を受けない。その後、最終状態までの間に、N1とN4、N15とN16で引張側へのひずみの変化が見られる。これに対して、N2とN3では逆に、圧縮側へ変化する。本坑アーチ

表5-27 鋼製支保工軸ひずみ変化傾向（中央坑下半通過時とその後最終状態まで）

63k252m					
測点	変化傾向 通過時とその後	測点	変化傾向 通過時とその後	測点	変化傾向 以後
N1	変わらない	N14	変わらないその後-が減少	N17	+が増加
N2	-が増加	N15	変わらないその後+が減少し-に	N18	-が増加
N3	変わらないその後-が僅かに減少	N16	変わらないその後+が僅かに減少	N19	-が増加
N21	-が一旦減少後変わらず	N20	-が一旦減少後増加		

63k350m					
測点	変化傾向 通過時とその後	測点	変化傾向 通過時とその後	測点	変化傾向 以後
N1	変わらないその後-が僅かに減少	N14	変わらないその後-が減少+に	N17	-が一旦増加後減少し+に
N2	-が増加	N15	+が一旦減少その後+が増加	N18	-が増加
N21	変わらない	N20	-が増加		

部では、N17とN19で引張側へ、N18とN20で圧縮側へのひずみの変化が見られ、N21では変化していない。これらの挙動を整理して示すと表5-27のようになるが、いずれの測点も掘削による影響は50μ以下と小さい。

2) 左右の導坑の離れが小さい場合（栗山トンネル矢切工区）

栗山トンネル矢切工区の鋼製支保工の測定位置は、図5-17に示しているが、それぞれ測定断面内で対称の位置にある測点は、次のようになる。

- ①N1&N7、②N2&N8、③N3&N9、④N4&N9、
⑤N5&N11、⑥N6&N12、⑦N13&N14、

各施工段階で得られた鋼製支保工の軸方向応力の変化状況は、図5-19～図5-23に示すとおりである。図5-19に示した、各測点の軸ひずみの経時変化からは、時間経過に起因する変化よりも大きな変化が他の要因により生じていることがうかがえる。

a) 左右導坑の通過後（図5-20）

左右の導坑が測定断面を通過し、計測器が設置され、左右導坑が計測位置を離れるに従い設置されたすべての測点（N1～N12）で圧縮ひずみが増大していく。しかし、左右の導坑の離れが小さいとはいえ、後進の右導坑下半が通過するまでは、先進坑、坑進坑を問わず、すべての測点で測定値が安定した傾向を示さず、後進坑の下半通過後安定した圧縮ひずみの

増大傾向を示すようになる。

発生ひずみは、導坑地山側の足元部（N 1 & N 7）の圧縮ひずみが他の測点の半分以下と小さく、また、N 6 & N 1 2 も他の測点と同等か、小さい値を示していることから、構造的に鋼製支保工が足元で地山を支える構造とはなっていないと理解できる。また、対称な位置に設置された測点におけるひずみの変化傾向はほぼ同じで、極めて良好な挙動の対称性が見られる。

圧縮ひずみの漸増傾向は、すべての測点で導坑通過後続くものの、その傾向は、後進坑切羽が 3 0 m 以上離れると小さくなる。

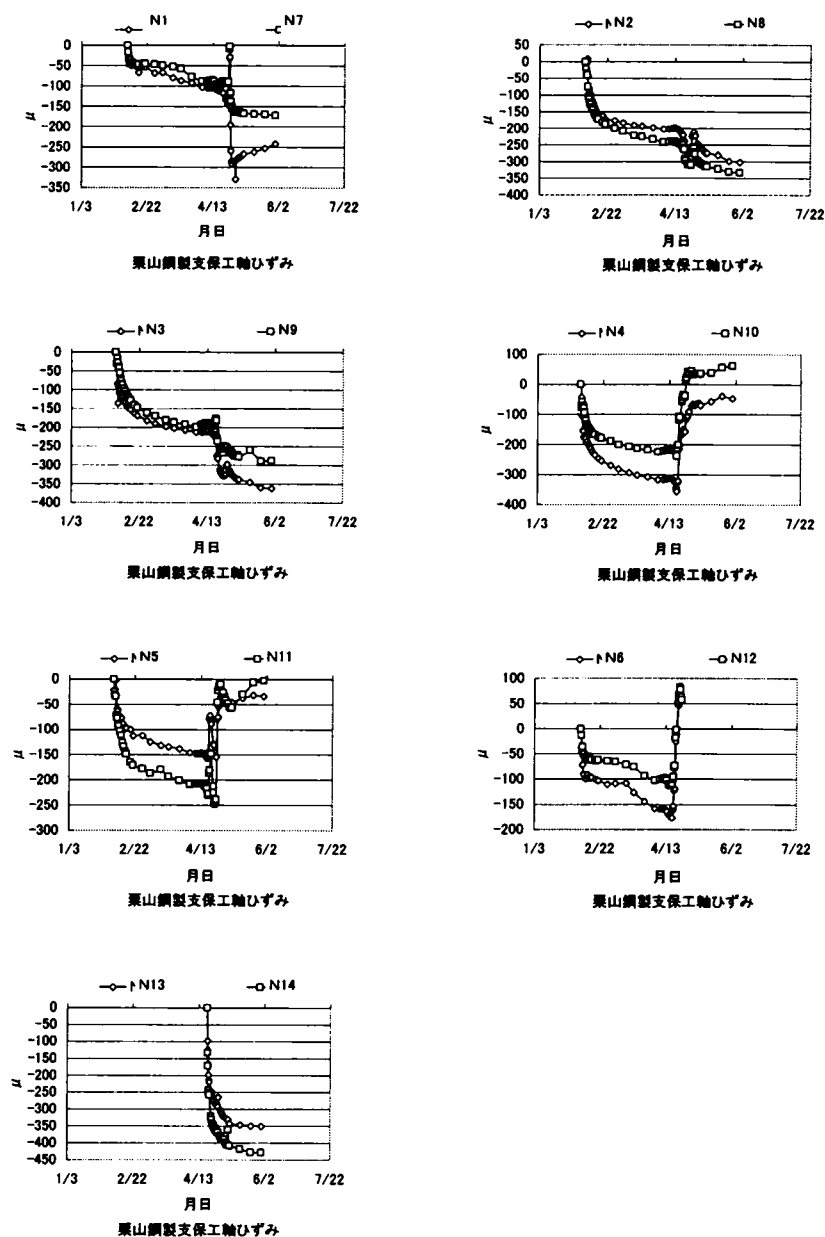
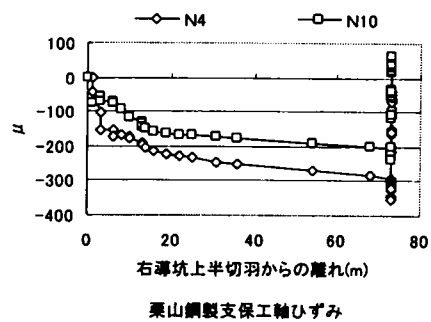
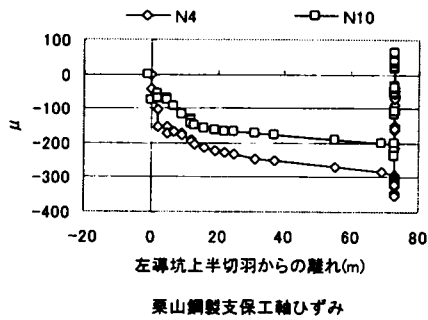
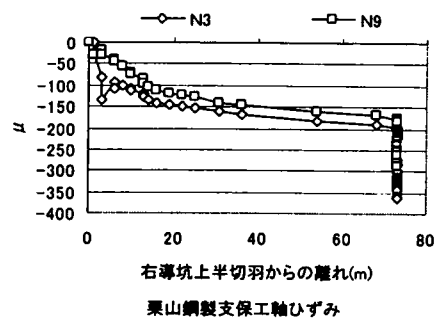
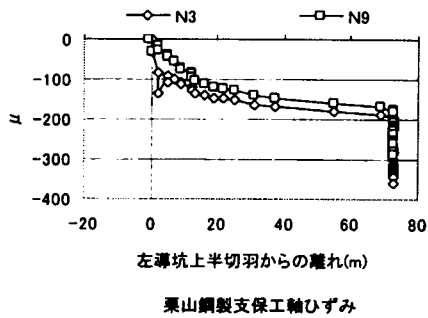
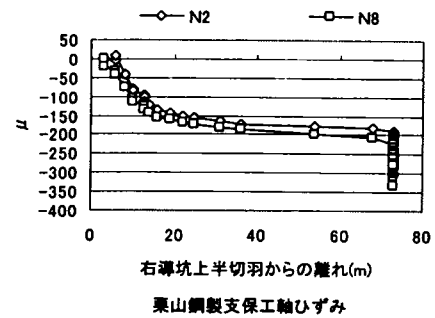
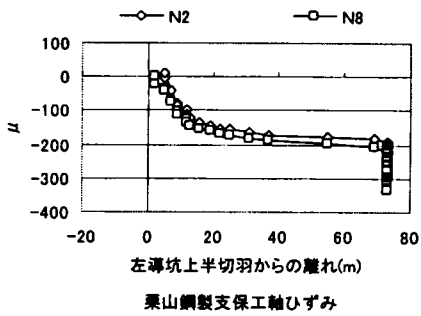
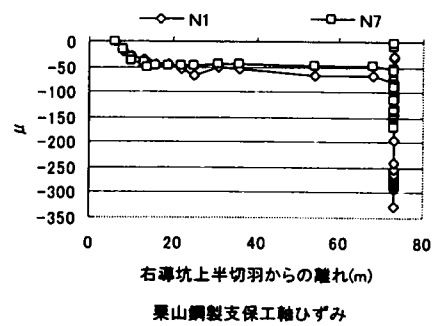
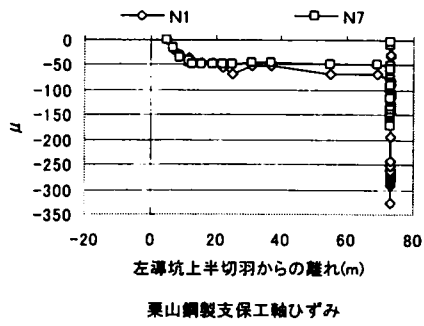


図 5-20 鋼製支保工軸ひずみの変化
(栗山トンネルN 1～N 6、N 8～N 1 4)



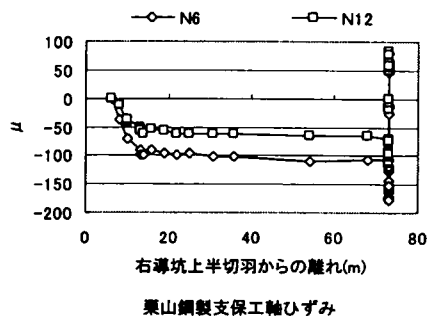
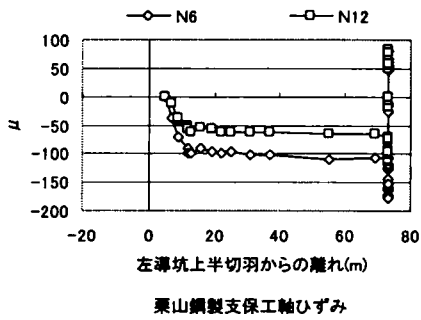
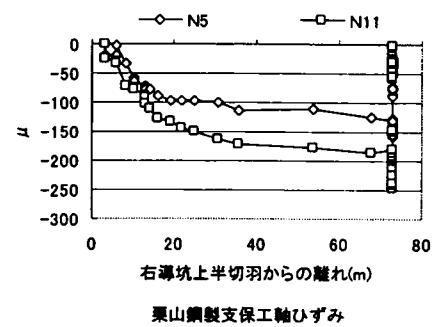
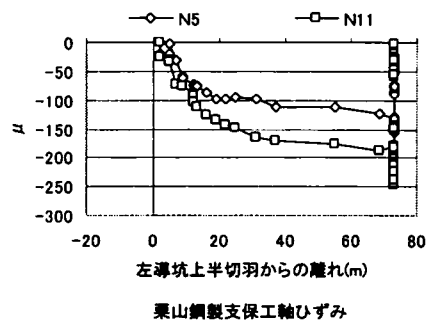
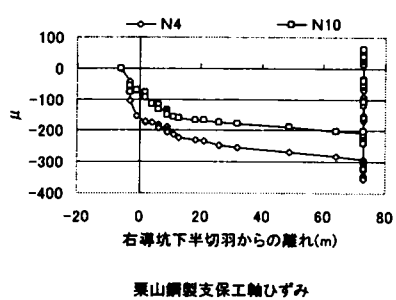
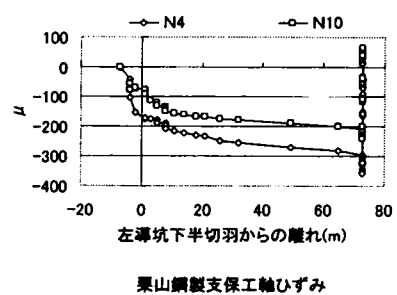
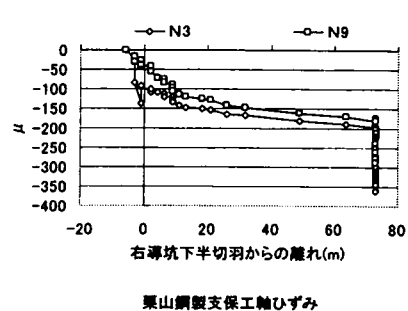
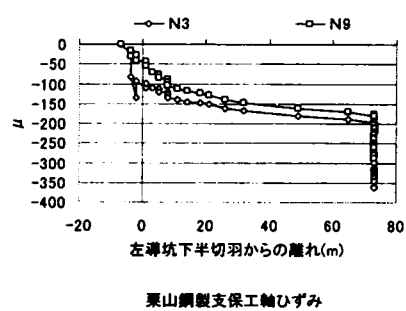
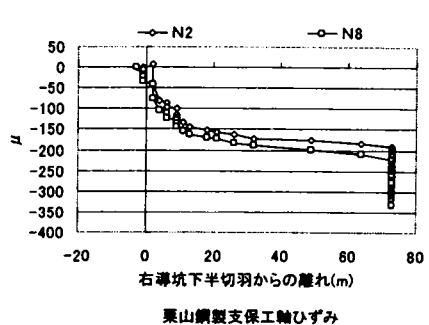
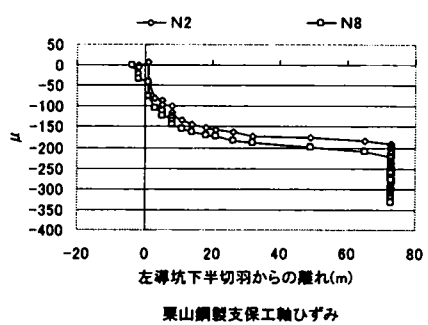
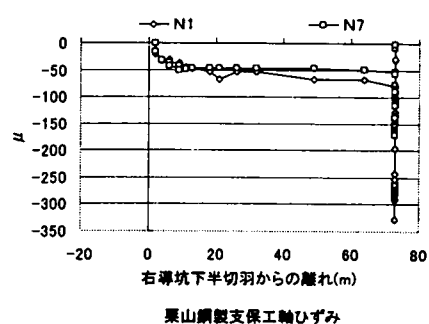
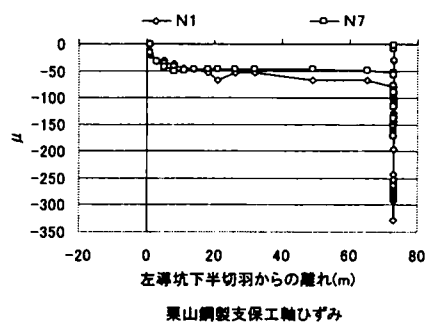
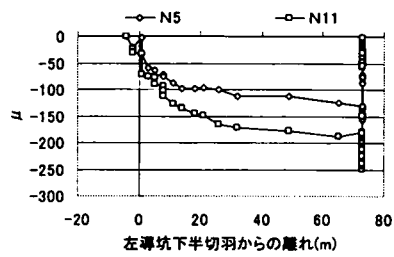
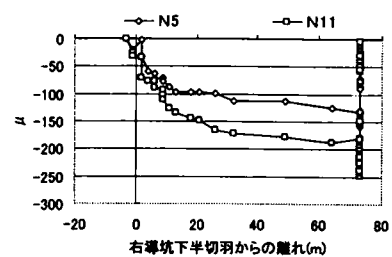


図 5 - 2 1 (1) 鋼製支保工曲げひずみの変化
(栗山トンネル左右導坑上半切羽との位置関係 M 1 ~ M 1 2)

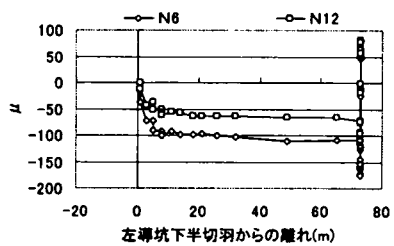




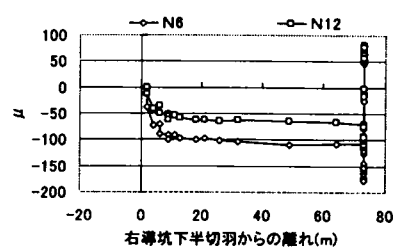
栗山鋼製支保工軸ひずみ



栗山鋼製支保工軸ひずみ

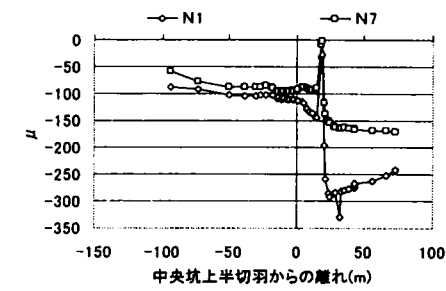


栗山鋼製支保工軸ひずみ

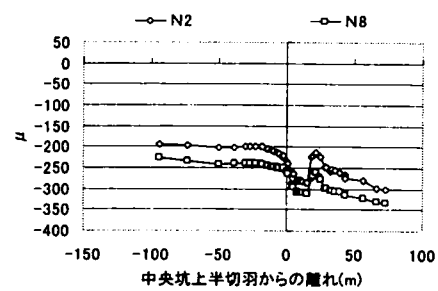


栗山鋼製支保工軸ひずみ

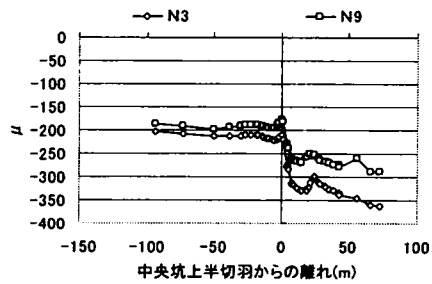
図 5 - 2 1 (2) 鋼製支保工曲げひずみの変化
(栗山トンネル左右導坑下半切羽との位置関係N 1 ~ N 1 2)



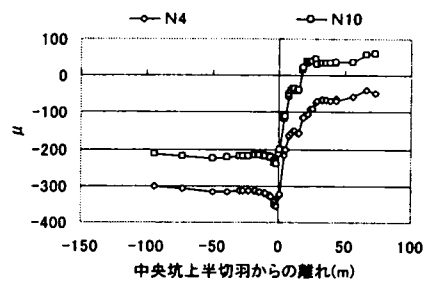
栗山鋼製支保工軸ひずみ



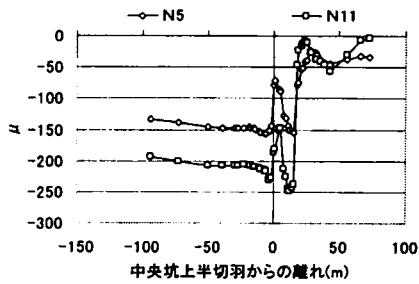
栗山鋼製支保工軸ひずみ



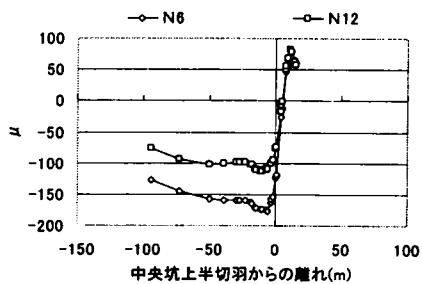
栗山鋼製支保工軸ひずみ



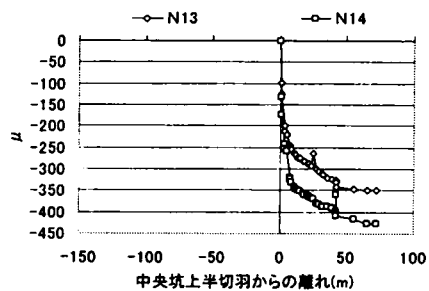
栗山鋼製支保工軸ひずみ



栗山鋼製支保工軸ひずみ



栗山鋼製支保工軸ひずみ



栗山鋼製支保工軸ひずみ

図 5 - 2 2 鋼製支保工軸ひずみの変化
(栗山トンネル中央坑上半切羽位置との関係 N 1 ~ N 1 4)

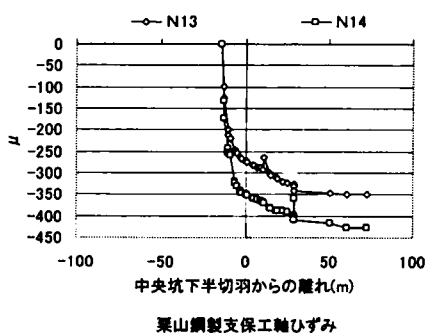
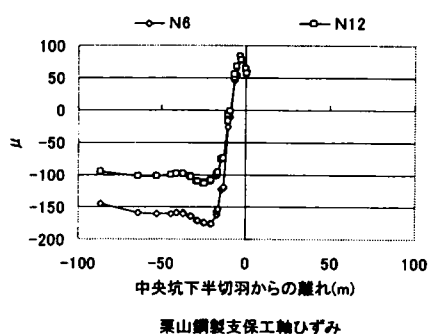
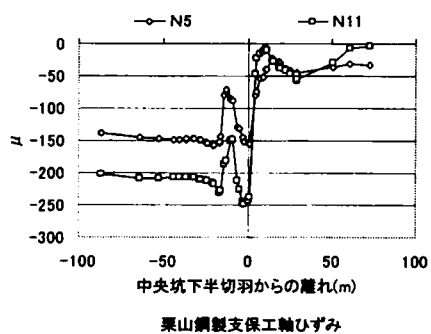
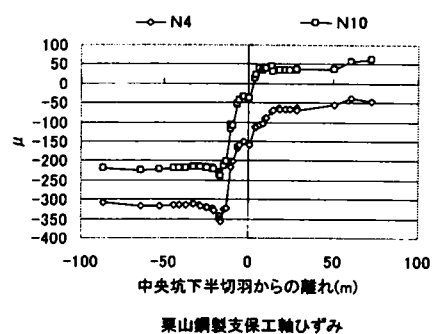
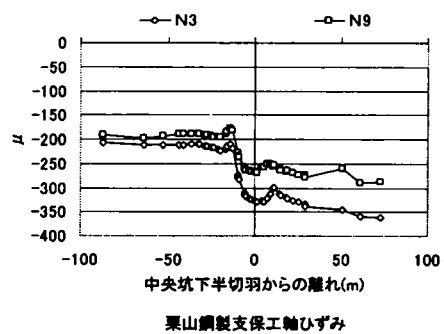
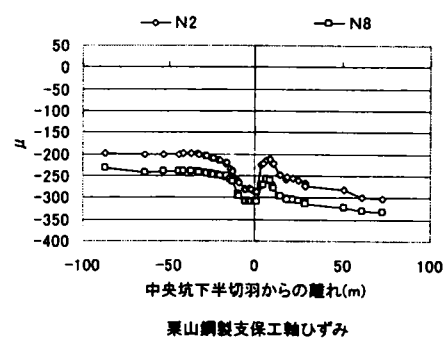
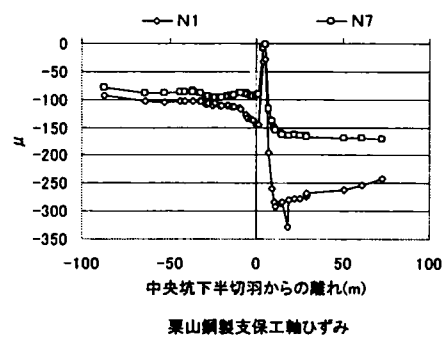


図 5 - 2 3 鋼製支保工軸ひずみの変化
(栗山トンネル中央坑下半切羽位置との関係 N 1 ~ N 1 4)

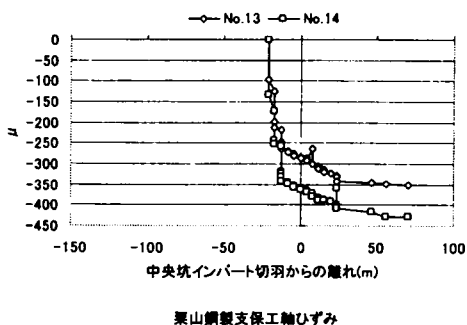
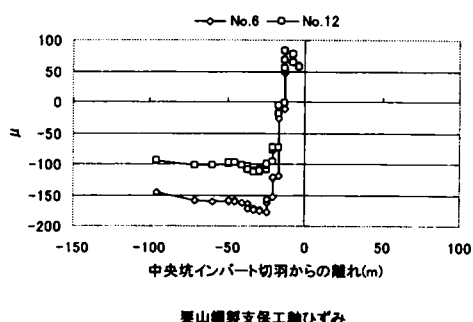
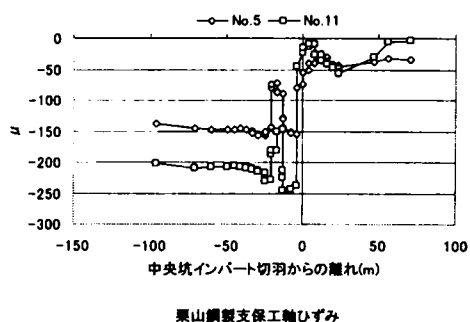
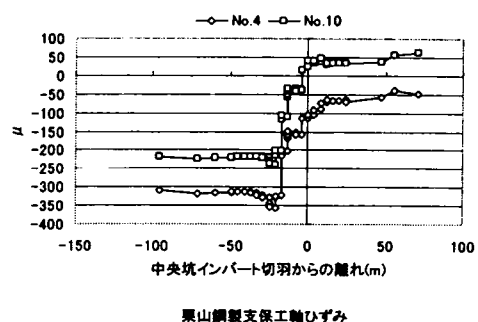
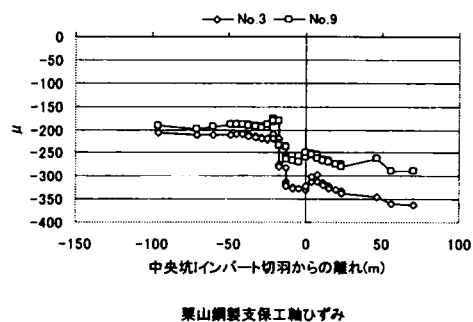
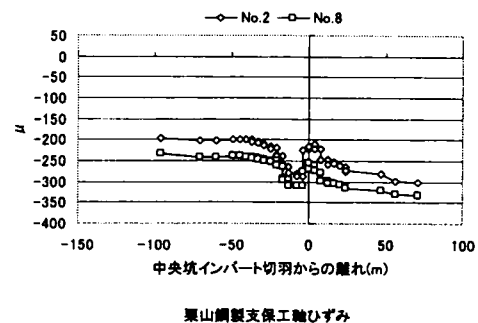
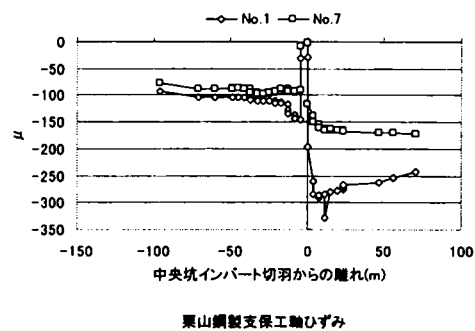


図 5-24 鋼製支保工軸ひずみの変化
(栗山トンネル中央坑インバート切羽位置との関係 N 1 ~ N 14)

b) 中央坑上半切羽の接近

中央坑上半切羽が測定断面に近づくとつれて、N 1 からN 1 2 までの各測点の圧縮ひずみの増加傾向が大きくなる。掘削の影響を受けはじめる時期は各測点とも概ね同じである。一方、その影響は地山側の先行坑スプリングライン部の測点 (N 2) で 50μ 程度となるが、他の測点ではN 2 の半分以下程度である。

中央坑上半切羽の通過直前には、左右の地山側アーチ部の測点 (N 3 & N 9) と先行坑内側のスプリングライン位置の測点 (N 5) および足元部 (N 7) で圧縮ひずみの低下が見られるが、N 5 およびN 7 と対称な位置のN 1 1 とN 1 では、この傾向が見られない。他の測点では、中央坑上半切羽の通過直前まで圧縮ひずみの増大傾向が大きくなりながら継続する。

中央坑上半切羽の接近に伴う対称位置にある測点の軸ひずみの変化は、切羽通過直前に導坑内側のスプリングライン部と足元部で相違が見られるものの、その他の測点では共通の挙動を示しており、挙動の対称性は概ね良好と言える。

c) 中央坑上半切羽の通過

中央坑上半切羽の通過に伴い地山が掘削される導坑内側の測点 (N 4、N 1 0、N 5、N 1 1) では急激に圧縮ひずみが低下し、その圧縮ひずみは直前の半分程度まで減少する。一方、その他の測点は、圧縮ひずみの増加傾向が続く。その増加量は導坑内側足元部の測点 (N 6、N 1 2) では小さく、地山側 (N 1 & N 7、N 2 & N 8、N 3 & N 9) では大きく、特に、中央坑上半接近時に圧縮ひずみが一旦低下した測点 (N 3 & N 9) での増加量が最も大きく、 75μ 程度である。

本坑アーチ部に設置された測点 (N 1 3 & N 1 4) では、中央坑上半切羽が離れるにしたがい、圧縮ひずみが増加する。その傾向は中央坑中段切羽の接近まで続く。中央坑上半切羽の通過にともなう対称位置にある測点の軸ひずみ変化は、N 1 およびN 7 に相違が見られるものの、他の測点では、まったく同じ挙動をしており、挙動の対称性は良好と言える。

d) 中央坑下半切羽の接近

中央坑下半切羽の接近に伴い地山側のすべての測点で、圧縮ひずみが増大する。一方、導坑内側足元部 (N 6 & N 1 2) でも圧縮ひずみが減少し、測点 (N 4 & N 1 0) では、上半切羽通過で減少した圧縮ひずみがさらに減少する。そして、足元部 (N 6 & N 1 2) では、引張ひずみが発生するようになる。

これに対して、導坑内側スプリングライン位置の測点 (N 5 & N 1 1) では、中央坑上半切羽の通過で低下した圧縮ひずみが再度増加傾向に転じ、

中央坑下半切羽の通過直前には、上半切羽通過直前のレベルまで戻る。また、本坑アーチ部に設置した測点（N 1 3 & N 1 4）では、圧縮ひずみの漸増傾向が続く。

中央坑下半切羽の接近にともなう軸ひずみの変化は、それぞれ対称の位置にある測点同士共通の動きであり、この施工過程における挙動の対称性は極めて良好と言える。

e) 中央坑下半切羽の通過

中央坑下半切羽の通過にともない導坑内側で圧縮ひずみが減少する。その影響は、上半切羽通過の影響をあまり受けなかった測点でN 5 & N 1 1、N 6 & N 1 2) で大きい。その結果、新たに、測点N 1 0 で引張ひずみが発生する状態になるとともに、他の測点でも、圧縮ひずみが5 0 μ 以下の小さな値となる。

一方、N 3、N 9 の測点では、中央坑下半切羽の通過に伴って圧縮ひずみの低下は生じておらず、通過直前の状態とほぼ同じ値を示している。また、本坑アーチ部の測点（N 1 3 & N 1 4）では、中央坑下半切羽の通過にともなう直接的な影響は認められず、圧縮ひずみの漸増傾向が続く。

中央坑下半切羽の接近にともなう軸ひずみの変化は、それぞれ対称の位置にある測点同士共通の動きであり、この施工過程における挙動の対称性は極めて良好と言える。

f) 中央坑インバートの通過

中央坑インバートの掘削にともない導坑内側足元部の測点（N 6 & N 1 2）は撤去された。インバート切羽の接近の影響は、導坑内側の測点では明確でなく、導坑地山側の測点（N 1 & N 7、N 2 & N 8、N 3 & N 9）および本坑クラウン部の測点（N 1 3 & N 1 4）において認められた。

中央坑インバート切羽の接近にともない、導坑地山側の測点で圧縮ひずみの減少が見られ、その減少量は足元部（N 1 & N 7）で最も大きく、通過直後に圧縮ひずみはほぼゼロとなる。しかし、他の測点（N 2 & N 8、N 3 & N 9）の圧縮ひずみの減少は、7 5 μ 以下であり、低下後も2 0 0 ~ 3 0 0 μ の圧縮状態を保っている。インバート切羽通過後、これらの導坑地山側のすべての測点で圧縮ひずみが再び増加する傾向が見られ、最終的には、通過前の最大レベルの圧縮ひずみまで戻る。

導坑地山側足元部（N 1 & N 7）では、インバート切羽通過後、圧縮ひずみの急激な増大が生じ、N 1 では通過前のレベルの2 倍近い圧縮ひずみとなる。

一方、本坑アーチ部の測点（N 1 3 & N 1 4）では、インバート切羽の接近通過にも、圧縮ひずみの漸増傾向は続き、インバート切羽の通過によ

る直接的な影響は認められない。

g) 長期的な時間経過

中央坑インバート切羽の通過後、導坑地山側の測点で離れが2.5m程度に達すると圧縮ひずみが減少する測点(N9)も見られるが、以後も、N1を除き、わずかながら圧縮ひずみの漸増傾向が続く。一方、測点N1では、インバート切羽が1.0m程度離れると圧縮ひずみの減少傾向が始まり、その状態が継続する。

測定は二次覆工打設前に終了したため、二次覆工打設の影響は不明である。

(c) まとめ

サイロット工法で施工したトンネルにおける鋼製支保工の挙動について、軸方向応力の計測結果を整理すると、次のようになる。

- 1) 軸力に換算した軸方向応力の絶対値は、左右導坑の離れの大きかった成田空港トンネル8工区の一部に部材の許容応力を超えるものが発生しているほかは、概ね許容応力以下と言えるが、同程度の許容軸力の鋼製支保工を設置した左右導坑の離れの小さい栗山トンネルの軸方向応力に比べると、成田空港トンネル8工区の軸方向応力のはるかに大きい。また、ショートベンチ工法で施工した堀之内トンネル、取香トンネルと比較しても大きい。さらに、成田空港トンネル8工区では、圧縮応力に匹敵する引張応力も発生しているが、栗山トンネルでは大きな引張応力は発生していない。
- 2) 圧縮側の最大軸方向応力が発生する位置は、必ずしも支保工足付部とは限らない。また、引張側の最大値の発生場所についても、特定できない。
- 3) 圧縮側、引張側の軸方向応力の最大値が発生する施工段階は、圧縮側の最大値の発生する時期を特定することはできないものの、引張側の最大値が発生する時期は支保工足付部か導坑側壁部近傍の掘削段階であると言える。
- 4) 軸方向応力の発生状況から、左右導坑の離れという要因による発生応力の最大値に関する相違は明確ではない。

しかし、成田空港トンネル8工区の軸方向応力の変化が複雑なのに比

べ、栗山トンネルの変化はトンネル施工との関係が明確と言える。
その要因の1つとして、成田空港トンネル8工区と栗山トンネルの導坑の全体掘削面積に対する面積比率の相違と形状の相違、支保工継ぎ手の位置が関係しているものと考えられる。栗山トンネルの導坑の形状は安定感があり、鉛直方向の地山応力の流れがスムーズな形状となっているのに比べ、成田空港トンネル8工区の導坑は、形状が単純ではなく、図5-16に示すように鋼材同士の継ぎ手位置が構造上不安定な位置にあり、その部分の吹付けコンクリートによる拘束の状態により鋼製支保工の応力状態が大きく影響を受けやすい形となっている。

- 5) トンネル断面内の対称な位置関係にある測点における軸方向応力の挙動は、左右導坑の離れの大きな成田空港トンネル8工区では、いずれの施工段階でも対称な位置関係を反映したものとなっていると言いがたいが、左右導坑の切羽の離れが小さい栗山トンネルでは、この対称的な位置関係を反映した変化挙動を示している。

この要因としては、栗山トンネルでは、左右導坑の掘削後ほぼ同時に鋼製支保工が設置されたという左右導坑の切羽の離れという要素に加え、4、で述べたと同様に、導坑断面の大きさやその形状と継ぎ手位置が関係しているものと考えられる。

- 6) 成田空港トンネル8工区の2つの異なる測定断面における同じ測点位置の軸方向応力の変化から見た挙動の再現性についても、どの施工段階をとっても、良くないと言える。

(3) 曲げモーメントと曲げひずみ

成田空港T8工区では、鋼製支保工の曲げひずみ値を曲げモーメントとして、栗山トンネルでは、直接曲げひずみとして表している。また、曲げひずみは、第4章2-3(3)のショートベンチ工法における鋼製支保工の曲げひずみと同じ方法によって算出している。

(a) 発生曲げモーメントと曲げひずみの絶対値

測定された曲げモーメントと曲げひずみの最大値とその発生時期は、表5-28に示したとおりで、成田空港T8工区63k252m地点では、内側引張曲げで最大15kNm（外側引張曲げの最大は37kNm）、同350m地点では内側引張曲げの最大値は19.5kNm（外側引張曲げの最大値は4.1kNm）である。一方、栗山トンネルの125Hの鋼製支保工設置箇所（導坑内側支保工）での内側引張曲げひずみの最大値は255 μ （曲げモーメント換算で8.4kNm）、外側引張曲げひずみの最大値は697 μ （曲げモーメント換算で22.

4 kNm) となっている。また、150 Hの鋼製支保工を設置した本坑側支保工では、内側引張曲げひずみで最大値が104 μ (曲げモーメント換算で5.4 kNm)、外側引張曲げひずみで526 μ (曲げモーメント換算で27.4 kNm) である。絶対値としては、ショートベンチ工法の最大値19 kNm と比べても特に大きな値とは言えず、概ね同じオーダーの曲げモーメントが発生していると言える。

表5-28 サイロット鋼製支保工曲げひずみ、曲げモーメント最大値

栗山トンネル 2 k 9 5 4 m地点				成田空港トンネル8工区			
曲げひずみ (μ)		発生時期		6 3 k 2 5 2 m地点		6 3 k 3 5 0 m地点	
				曲げモーメント (kNm)	発生時期	曲げモーメント (kNm)	発生時期
M 1	内側引張	0	初期				
150H	外側引張	-526	中央坑インバート通過後				
M 2	内側引張	0	初期				
150H	外側引張	-389	最終状態				
M 3	内側引張	80	左導坑下半接近時				
150H	外側引張	-373	最終状態				
M 4	内側引張	91	左導坑下半接近時	M 4	内側引張	5.0	中央坑下半通過前
125H	外側引張	-535	中央坑下半通過時・通過後	125H	外側引張	-2.0	中央坑上半通過前・通過時
M 5	内側引張	0	初期	M 5	内側引張	1.0	中央坑上半通過前～下半通過前
125H	外側引張	-679	中央坑下半接近時	125H	外側引張	-1.7	左導坑完了時
M 6	内側引張	255	中央坑下半接近時	M 6	内側引張	2.0	中央坑上半通過前・通過時
125H	外側引張	-267	中央坑上半接近時	125H	外側引張	-0.8	左導坑完了時
M 7	内側引張	39	左導坑下半通過時	M 7	内側引張	0.0	中央坑上半通過時・通過後
150H	外側引張	-225	最終状態	125H	外側引張	-1.0	左導坑通過後・中央坑上半通過前
M 8	内側引張	0	初期	M 8	内側引張	5.0	中央坑上半通過時
150H	外側引張	-394	最終状態	125H	外側引張	-4.0	左導坑完了時
M 9	内側引張	193	左導坑下半接近時	M 9	内側引張	2.0	中央坑上半完了時
150H	外側引張	-383	最終状態	125H	外側引張	-8.0	中央坑上半通過時
M 10	内側引張	168	左導坑下半接近時	M 10	内側引張	4.0	中央坑上半通過前・通過時
125H	外側引張	-398	中央坑下半接近時・通過時	125H	外側引張	-0.1	左導坑通過後
M 11	内側引張	14	左導坑下半接近時	M 11	内側引張	0.1	左導坑通過後
125H	外側引張	-540	中央坑下半接近時・通過時	125H	外側引張	-37.0	中央坑上半完了時
M 12	内側引張	93	中央坑上半接近時	M 12	内側引張	15.0	中央坑下半通過前
125H	外側引張	-339	中央坑下半接近時	125H	外側引張	-0.4	左導坑通過後
M 13	内側引張	22	中央坑上半通過後	M 13	内側引張	1.0	中央坑上半通過前・通過後
150H	外側引張	-198	最終状態	125H	外側引張	-2.0	中央坑下半通過前
M 14	内側引張	104	中央坑上半通過時				
150H	外側引張	-72	最終状態				

さらに、125 Hの鋼製支保工を設置した導坑内側の支保工では、2トンネル3地点のうち2地点で外側引張曲げの方が大きく、栗山トンネルでは、150 Hの鋼製支保工を設置した本坑側の測点では、左右いずれの支保工でも外側引張曲げのほうが大きくなっている。栗山トンネルの本坑アーチ部では、内側引張曲げの最大値のほうを外側引張曲げの最大値より大きく、全体として閉合されていないアーチ状の鋼製支保工形状の弱点を反映した結果が現れているものと考えられる。

内側引張曲げの最大値が発生する位置は、成田空港T63k252m地点では、左導坑内側側壁下部(M12)で、他の測点の3倍以上の値となっている。また、同350m地点では、右導坑内側側壁部(M6)となっており、この近傍の測点M5、M9などでもこれとほぼ同等の値が発生している。栗山トンネルでは、150 Hの鋼製支保工の右導坑地山側アーチ部(M9)で内側引張曲げの最大値が発生しており、その近傍のM10でもそれと同レベルの内側引張曲げが発生している。

外側引張曲げの最大値が発生する位置は、栗山トンネルでは150 Hの鋼製支保工の左導坑地山側足元部(M1)であり、成田空港T8工区63k252

m地点では左導坑内側側壁部（M11）、同350m地点でも同じ地点である。このうち、栗山トンネルでは、すべての導坑内側の測点で比較的大きな外側曲げ引張（8.8～22.4kNm）の状態が発生しており、同様に導坑地山側の測点でも11.8～20.6kNmの外側引張曲げが発生している。

最大曲げが発生する施工段階を見ると、栗山トンネルの導坑の地山側では、中央坑インバート通過後～最終状態にかけて外側引張曲げが最大となり、内側引張曲げが最大となるのは、初期段階か左導坑下半の施工の影響を受ける時期となっている。導坑内側（M4～M6、M10～M12）では、M6を除き、中央坑下半掘削の影響を受けて外側引張曲げが最大値を示し、内側引張が最大となるのは、側壁部から上の測点（M4とM5）では初期段階か左導坑下半の施工の影響を受ける時期で、足元部（M6とM12）は中央坑上半か下半の接近時となっている。本坑アーチ部の測点（M13とM14）では、中央坑上半の通過に伴って内側引張曲げが最大となり、外側引張は最終状態で最大値を示す。

成田空港T8工区63k252m地点では、右導坑内側の測点が左導坑側壁（M11）を除いて中央坑上半～下半の施工の影響を受けて内側引張大値を示し、同350m地点でも左右導坑の地山側側壁部（M6とM11）を除いて同じ傾向を示す。この傾向を示さない3つの側壁部側点で内側引張曲げが最大となるのは、いずれも左側導坑通過後またはその完了時であり、栗山トンネルの同じ位置の測点でも同様の傾向が見られることから、導坑側壁部が導坑形状や鋼製支保工の継ぎ手位置などの幾何学的、構造的要因に基づいて示す特性と推定される。一方、同350m地点のM12やM13のように、内側引張曲げがまったく発生しない場所もある。

これに対して、外側引張曲げの最大値は、左右導坑内側の側壁から下の測点（M6～M8、M11～M13）では中央坑上半掘削の影響をうけて発生する。しかし、上半部の測点（M4とM5、M9とM10）では、左導坑掘削の影響を受けて最大値を示す。

（b）曲げモーメントと曲げひずみの変化と施工手順

軸ひずみにおける整理と同様に、1）左右導坑の離れが大きい場合として成田空港T8工区における発生曲げモーメントの分析を、2）左右導坑の離れが小さい場合として栗山トンネルにおける曲げひずみについて分析する。各施工段階で得られた鋼製支保工の曲げモーメントと曲げひずみは、図5-24～図5-29に示すとおりである。

1) 左右導坑の離れが大きい場合

a) 右導坑の通過

右導坑の掘削にともなって設置される鋼製支保工の測点は、M4～M8である。

支保工上部のM4については、63k252m、350m両地点ともに右導坑の通過後外側引張曲げが発生する。しかし、他の測点(M5～M8)では、両地点の同じ測点で外側引張曲げ、内側引張曲げという相反する曲げが発生している。

b) 左導坑の通過

既設の測点M4～M8では、左導坑の通過にともない、63k252m、350m両地点の上部測点M4で外側引張曲げの増加が見られるものの、左導坑通過後、252m地点の測点M5とM8だけで内側引張曲げの増加が確認され、252m地点M4、M7、350m地点M6、M7では、逆に、外側引張曲げが増加するか、内側引張曲げが減少するほか、他の測点では、左導坑掘削の直接の影響はほとんどみられない。

左導坑通過後から導坑完了までの間には、252m地点では測点M7を除くすべての測点で外側引張曲げが増加し、M5とM8では、内側引張曲げの状態が外側引張曲げ状態に変化する。測点M7では、わずかながら外側引張曲げの減少が見られる。一方、350m地点では、M4およびM6で一旦、外側引張曲げの増加がみられるものの、その後、内側引張曲げが増加するようになり、外側引張曲げ状態から内側引張曲げ状態に変わる。測点M8では、外側引張曲げの増加は見られず、内側引張曲げが増大し、内側引張曲げ状態になる。また、測点M5では、外側引張曲げの増加が見られ、M7では若干の内側引張曲げの増加が見られるものの、ほとんど変化しない。この段階では、測点M5、M7の挙動には252m地点と350m地点で共通の挙動が認められる。

これに対して、左導坑通過時に設置された測点M9～M13では、252m地点では、M11を除くすべての測点で左導坑通過後外側引張曲げが発生し、350m地点では、M9とM12、M13で外側引張曲げが発生する。したがって、測点M9とM11、M13の曲げ状態の変化が252m、350m両地点で共通の挙動となっている。

左導坑通過後から導坑完了までの間には、252m地点では、測点M10とM12で内側引張曲げが増大し、M10では外側引張曲げ状態が内側引張曲げ状態に変化する。M9では、この間ほとんど変化が見られず、M11とM13では、逆に、外側引張曲げが増大する。252m地点の対称な位置にある測点同士の挙動としては、側壁より下の部分のM6とM11、

M7とM12、M8とM13の組み合わせで共通の変化が認められる。しかし、M7とM12は内側引張曲げの増大であり、M6とM11、M8とM13の動きとは異なる。

350m地点では、測点M11を除くすべての測点（M9、M10、M12、M13）で外側引張曲げが増大する。したがって、350m地点の対称な位置関係にある測点の挙動としては、M5とM10、M6とM11の動きに共通性が認められる。

これらのことから、この段階での鋼製支保工の曲げひずみの挙動の対称性は必ずしも良好とは言えないと判断される。また、252m地点と350m地点の同じ位置に設置された測点同士の挙動としては、測点M5、M7、M9、M13に共通の挙動が認められるだけで、挙動の再現性としては良くないと言える。

c) 中央坑上半の通過

導坑完了後から中央坑上半の通過前までの間には、252m地点の先行坑の測点M4とM7では、それまで発生していた外側引張曲げが少し増加するだけであるが、M5、M6、M8では内側引張曲げが増大し、いずれの測点でも外側引張曲げ状態から内側引張曲げ状態に変化する。これに対して、後行坑の測点M9～M11では、それぞれ発生していた外側や内側引張曲げが少し増加するものの、M12とM13では内側引張曲げが増加し内側引張曲げ状態に変化する。この間の対称な位置にある各測点の組み合わせの挙動としては、M4とM9の組み合わせで共通の挙動が認められる。

350m地点では、先行坑の測点M4とM6で内側引張曲げが減少する変化が、M5、M7、M8では逆に、内側引張曲げ増加する変化がみられる。これに対して、後行坑の測点M9では、外側引張曲げの減少は、M10とM11では変化がほとんどなく、M12とM13では外側引張曲げが増大する動きが見られる。ここでは、対称な位置関係にある測点同士の挙動に共通性は見られず、挙動の対称性はない。また、252m地点、350m地点の同じ位置に設置された測点の挙動としては、M4、M5、M8の挙動に共通性が見られるものの、挙動の再現性は良くない。

中央坑上半の通過に伴っては、252m地点の測点M4、M8では明らかに内側引張曲げが増大し、M4では外側引張曲げ状態から内側引張曲げ状態に変化する。同様の傾向は測点M7でも伺える。測点M5では、ほとんど変化が見られず、M6では、わずかばかり外側引張曲げ増加する程度である。また、測点M9やM13では、一旦外側引張曲げが増大した後、内側引張曲げの増大に変わり、M10とM11では、中央坑上半の通過後、

外側引張曲げが増大し、M 1 2では、反対に内側引張曲げが大きく増える。2 5 2 m地点の対称な位置関係にある測点同士の挙動としては、不明確ながらM 4とM 9、M 6とM 1 1の挙動に類似性が見られる程度で挙動の対称性は悪い。

3 5 0 m地点では、測点M 5で内側引張曲げの増大が見られるものの、M 4、M 6、M 7、M 8では、中央坑上半の掘削にともない、一旦、外側引張曲げが増加した後、内側引張曲げの増加に変わり、測点M 8では、内側引張曲げ状態から外側引張曲げ状態を経て再び内側引張曲げ状態に移るなど複雑な変化を示す。一方、測点M 9とM 1 0では、内側引張曲げが増大し、M 1 0では外側引張曲げ状態から内側引張曲げ状態に変化する。これに対して、M 1 1、M 1 2、M 1 3という導坑側壁から下の測点では、外側引張曲げが増大し、M 1 1では、内側引張曲げ状態から外側引張曲げ状態に変化する。したがって、3 5 0 m地点の対称な位置にある測点の挙動としては、M 4とM 9、M 5とM 1 0に類似の挙動がみられるものの、挙動の対称性は良くないと判断される。

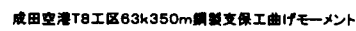
2 5 2 m、3 5 0 m両地点の同じ位置の測点における曲げ挙動としては、測点M 4、M 6、M 1 0で類似の挙動、M 1 1で共通の挙動がみられるものの、挙動の再現性は良くない。

(d) 中央坑下半の通過まで

中央坑下半の通過にともない、すべての測点が撤去された。中央坑下半の通過までの間には、2 5 2 m地点では、測点M 4、M 1 0、M 1 1で、内側引張曲げが増大するだけでM 5、M 6、M 7では変化が見られず、M 8、M 9、M 1 2、M 1 3で外側引張曲げが増大する。したがって、2 5 2 m地点の対称な位置関係にある測点同士の挙動としては、M 8とM 1 3に共通の挙動が確認されているだけで、挙動の対称性は良くない。

3 5 0 m地点では、M 5、M 9、M 1 0、M 1 2、M 1 3の各測点で内側引張曲げが増大する。M 4、M 6、M 7、M 1 1ではほとんど変化せず、M 8では外側引張曲げが増大する。3 5 0 m地点の対称な位置関係にある測点同士の挙動としては、M 1 0、M 6とM 1 1に共通の挙動が認められるだけであり、ここでも挙動の対称性は良くない。

一方、2 5 2 m、3 5 0 m両地点の同じ位置に設置された測点では、M 6とM 7ではほとんど変化しないという共通の挙動、M 8では、外側引張曲げが増加するという共通の挙動が確認されているものの、挙動の再現性は良くないと判断される。



- 279 -

2) 左右導坑の離れが小さい場合

a) 左右導坑の通過 (図5-26)

左右導坑の上半施工にともない設置された測点は、M1～M5、M7～M11であり、M3、M4、M9、M10、M11の測点で左右導坑上半の進行にともなって内側引張曲げが発生するものの、測点M1、M2、M5、M8では、外側引張曲げが発生する。

左右導坑下半の接近にともない、この内側引張曲げが発生した場所でも内側引張曲げが減少する。そして、左右導坑の下半の通過とともに、M7、M9、M11の各測点では、一時、内側引張曲げが増大する傾向を示すものの、他の測点では、外側引張曲げが引き続き漸増する。測定断面内の左右対称な位置に設置された測点の挙動をみると、左右導坑上下半の通過に伴う挙動としては、導坑地山側(本坑側)上半と導坑内側アーチ及びクラウン部の測点M2とM8、M3とM9、M4とM10の組で共通の挙動が認められ、比較的良好な挙動の対称性があるものと判断される。

b) 中央坑上半切羽の通過 (図5-27)

中央坑上半の接近にともない、M1とM7、M2とM8という導坑地山側(本坑側)側壁と足元部の測点で外側引張曲げが増大し、M4とM10、M5とM11、M6とM12でもわずかながら外側引張曲げが増大する。しかし、導坑地山側(本坑側)上部の測点M3とM9だけは、逆に、わずかに内側引張曲げが増大する。これらの挙動から、断面内の対称な位置関係にある測点では、すべての組み合わせの測点で共通の挙動が確認され、きわめて良好な挙動の対称性があるものと判断される。

中央坑上半の通過にともない、測点M1とM7、M2とM8、M3とM9、M4とM10で外側引張曲げの増加が見られるこれに対して、導坑内側側壁部のM5とM11では、通過後一旦内側引張曲げが増加した後すぐに逆に、外側引張曲げの増大に変化する複雑な挙動が、また、導坑内側足元部の測点M6とM12では、内側引張曲げが増大する。

このように、この段階においても、断面内の対称な位置関係にある測点同士には共通の挙動が見られ、挙動に極めて良好な対称性が認められると言える。

c) 中央坑下半切羽の通過 (図5-28)

中央坑下半切羽の接近にともない、導坑内側上部の測点M4とM10を除くすべての測点で外側引張曲げの増大が見られる。一方、M4とM10では、逆に、内側引張が増大する。したがって、この段階でも断面内の対称な位置関係にある測点同士の挙動には極めて良好な対称性が認められると言える。

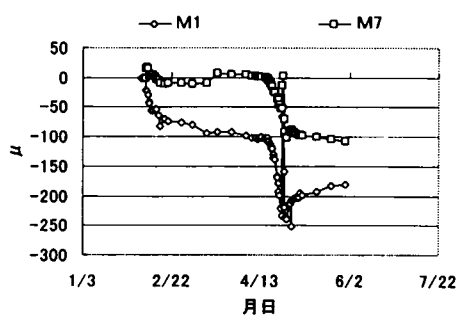
中央坑下半の通過にともない、導坑地山側(本坑側)足元部のM1とM7導坑内側側壁部のM5とM11で急激な内側引張曲げの増大が見られ、導坑内側

上部のM4とM10でも小さいながら内側引張曲げの増加が見られる。これに対して、導坑地山側（本坑側）側壁部や上部のM2とM8、M3とM9では外側引張曲げが引き続き増大する。したがって、この段階でも断面内の対称な位置関係にある測点同士の挙動には極めて良好な対称性が認められる。

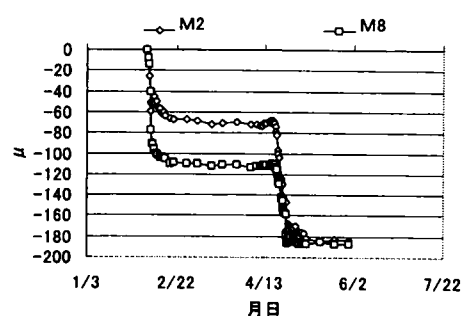
d) 中央坑インバートの通過（図5-29）

中央坑インバートの通過にともない、導坑地山側（本坑側）側壁部と足元部のM1とM7、M2とM8、導坑内側側壁部と上部のM4とM10、M5とM11で内側引張曲げの増大が見られるが、その増加量はM1とM5、M11で大きい。一方、導坑地山側（本坑側）側壁部の測点M3とM7では、継続的な外側引張曲げの増大が見られ、その他の測点でもインバートの通過後は次第に外側引張曲げが増加するものの、左導坑地山側（本坑側）足元部の測点M1では、インバート通過後一旦増加した外側引張曲げは、以後、減少傾向を示す。

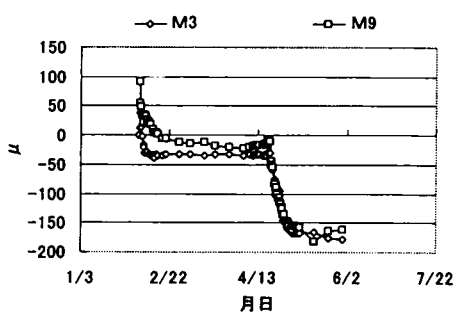
インバート切羽の接近・通過に対しては、断面内で対称な位置関係にある測点のすべての組み合わせで共通の挙動が確認され、挙動の対称性は極めて良好と言えるが、インバート通過以後については、導坑地山側（本坑側）足元部と導坑内側上部の測点で挙動の対称性が無くなる。



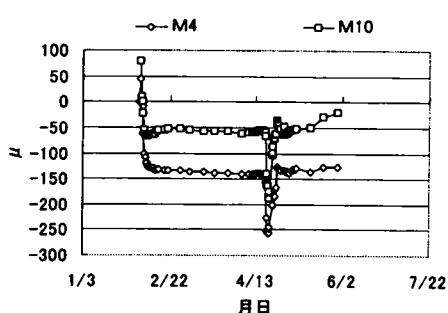
栗山鋼製支保工曲げひずみ



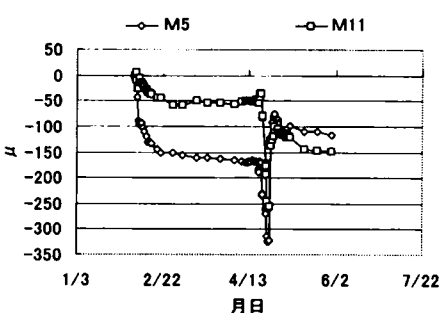
栗山鋼製支保工曲げひずみ



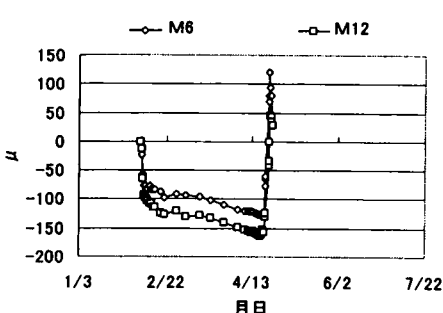
栗山鋼製支保工曲げひずみ



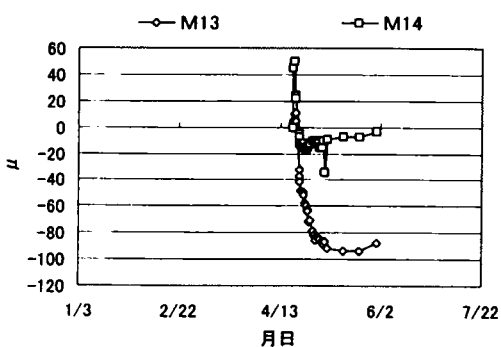
栗山鋼製支保工曲げひずみ



栗山鋼製支保工曲げひずみ

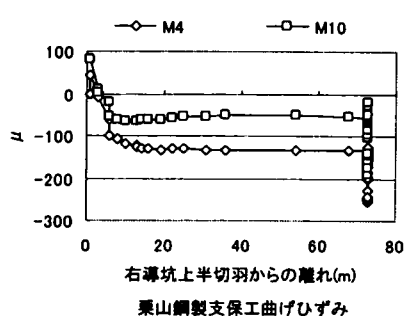
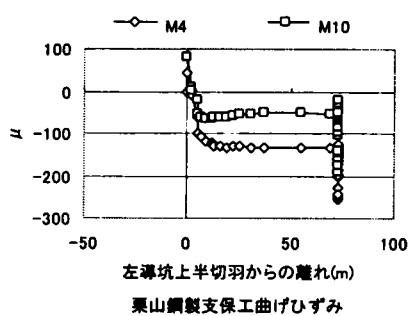
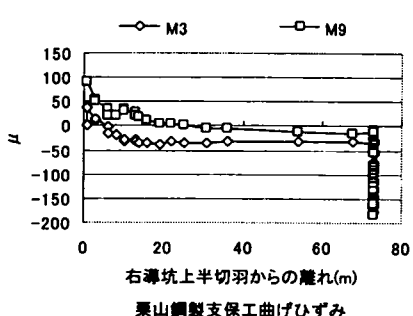
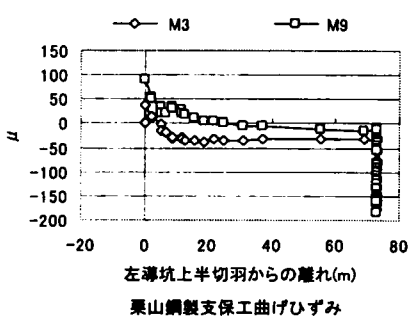
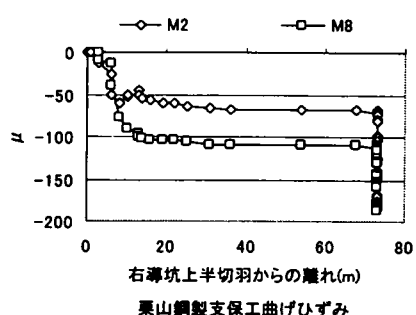
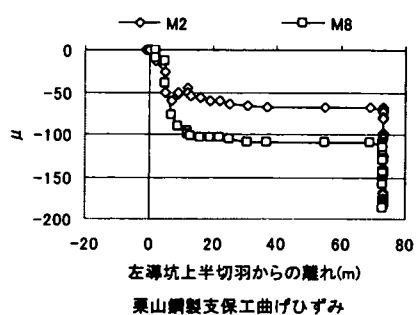
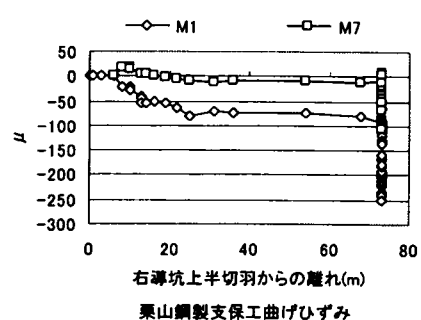
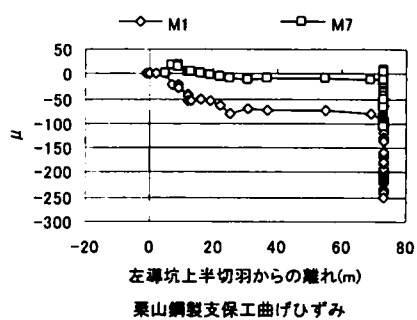


栗山鋼製支保工曲げひずみ



栗山鋼製支保工曲げひずみ

図 5 - 2 6 鋼製支保工曲げひずみの変化
(栗山トンネルM1～M14)



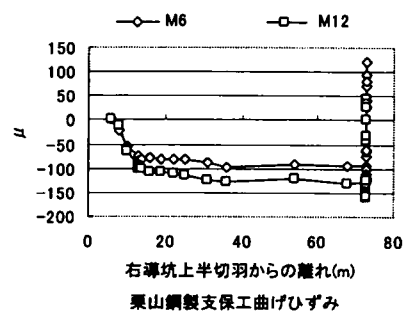
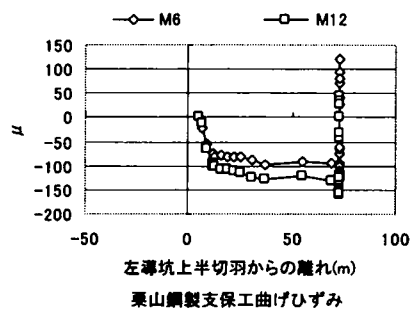
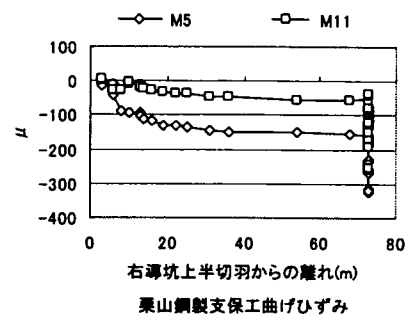
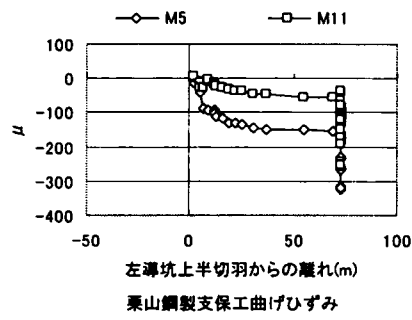
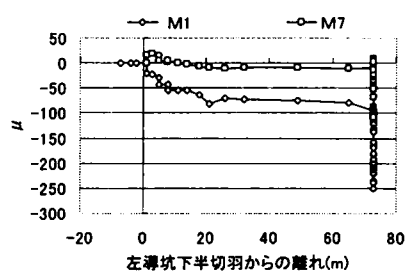
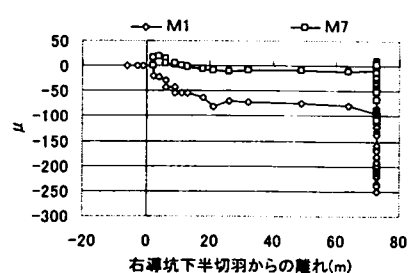


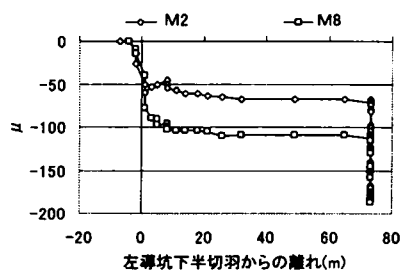
図5-27(1) 鋼製支保工曲げひずみの変化
(左右導坑上半切羽との位置関係M1～M12)



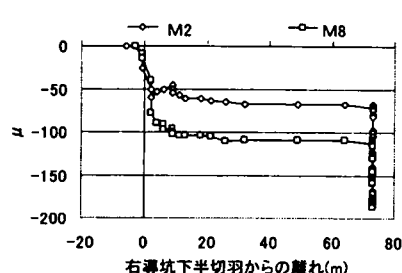
栗山鋼製支保工曲げひずみ



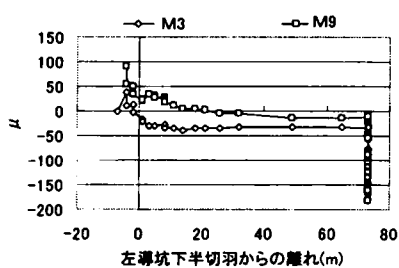
栗山鋼製支保工曲げひずみ



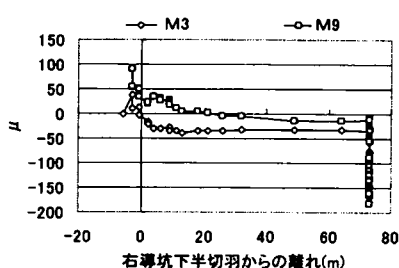
栗山鋼製支保工曲げひずみ



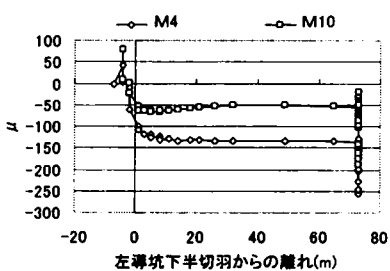
栗山鋼製支保工曲げひずみ



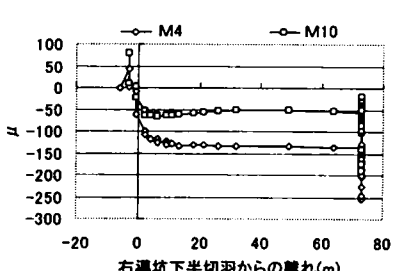
栗山鋼製支保工曲げひずみ



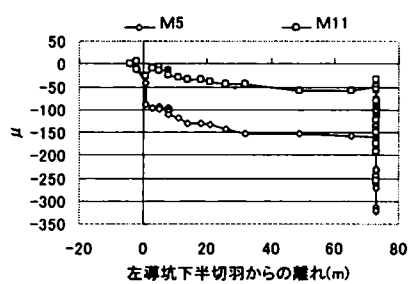
栗山鋼製支保工曲げひずみ



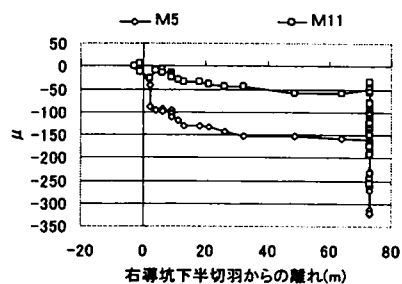
栗山鋼製支保工曲げひずみ



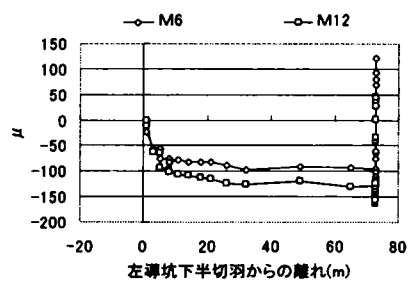
栗山鋼製支保工曲げひずみ



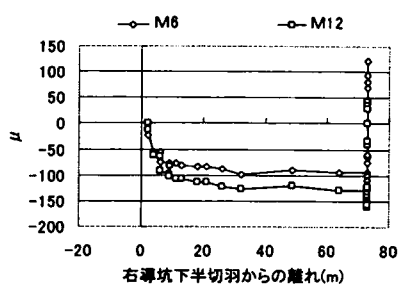
栗山鋼製支保工曲げひずみ



栗山鋼製支保工曲げひずみ



栗山鋼製支保工曲げひずみ



栗山鋼製支保工曲げひずみ

図 5 - 2 7 (2) 鋼製支保工曲げひずみの変化
(左右導坑下半切羽との位置関係 M 1 ~ M 1 2)

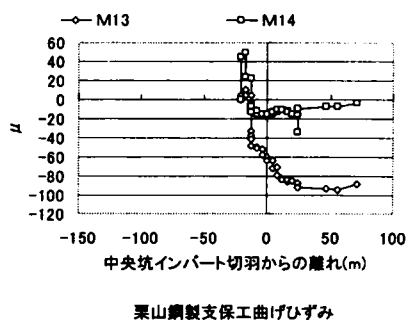
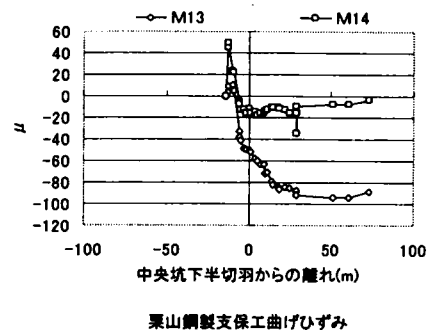
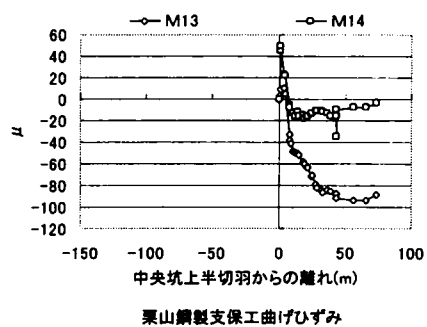


図5-27(3) 鋼製支保工曲げひずみの変化
(中央坑上半・下半・インバート切羽との位置関係M13~M14)

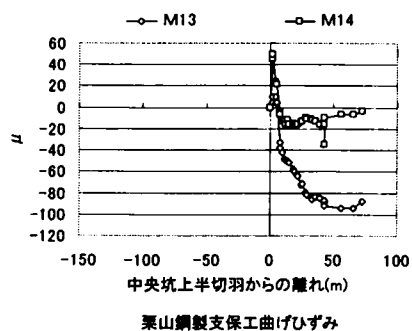
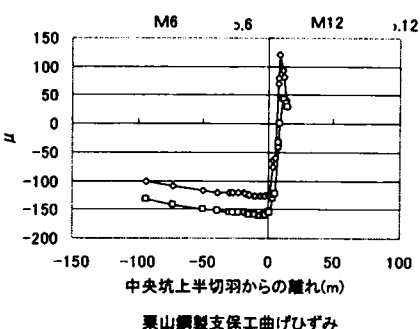
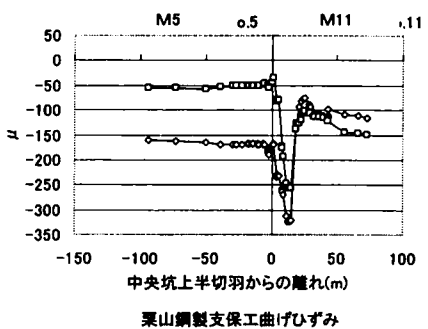
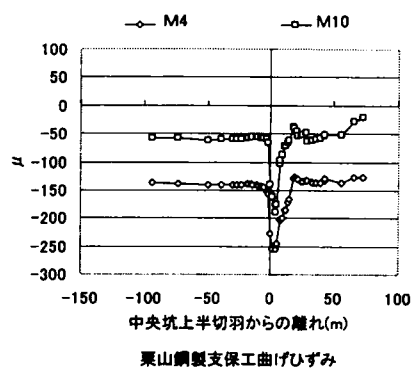
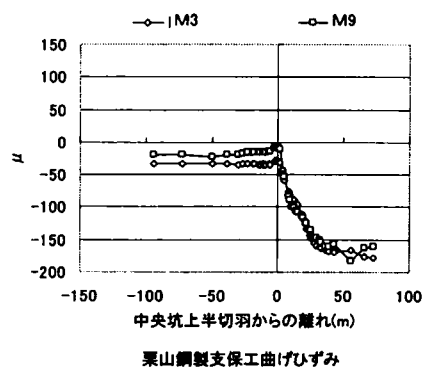
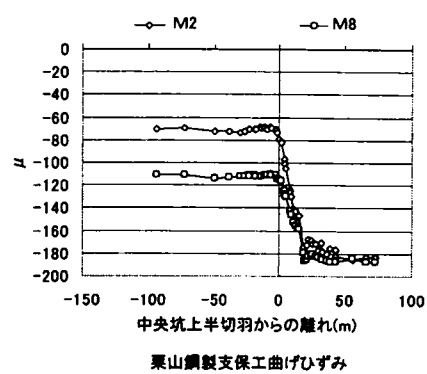
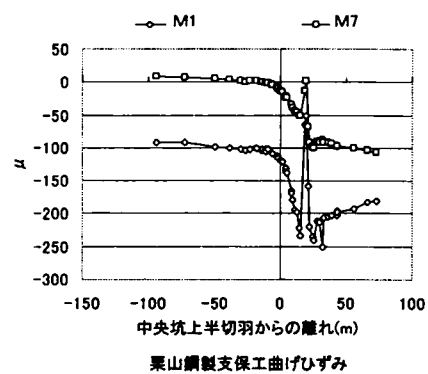


図 5 - 2 8 鋼製支保工曲げひずみの変化
(中央導坑上半切羽との位置関係 M 1 ~ M 1 4)

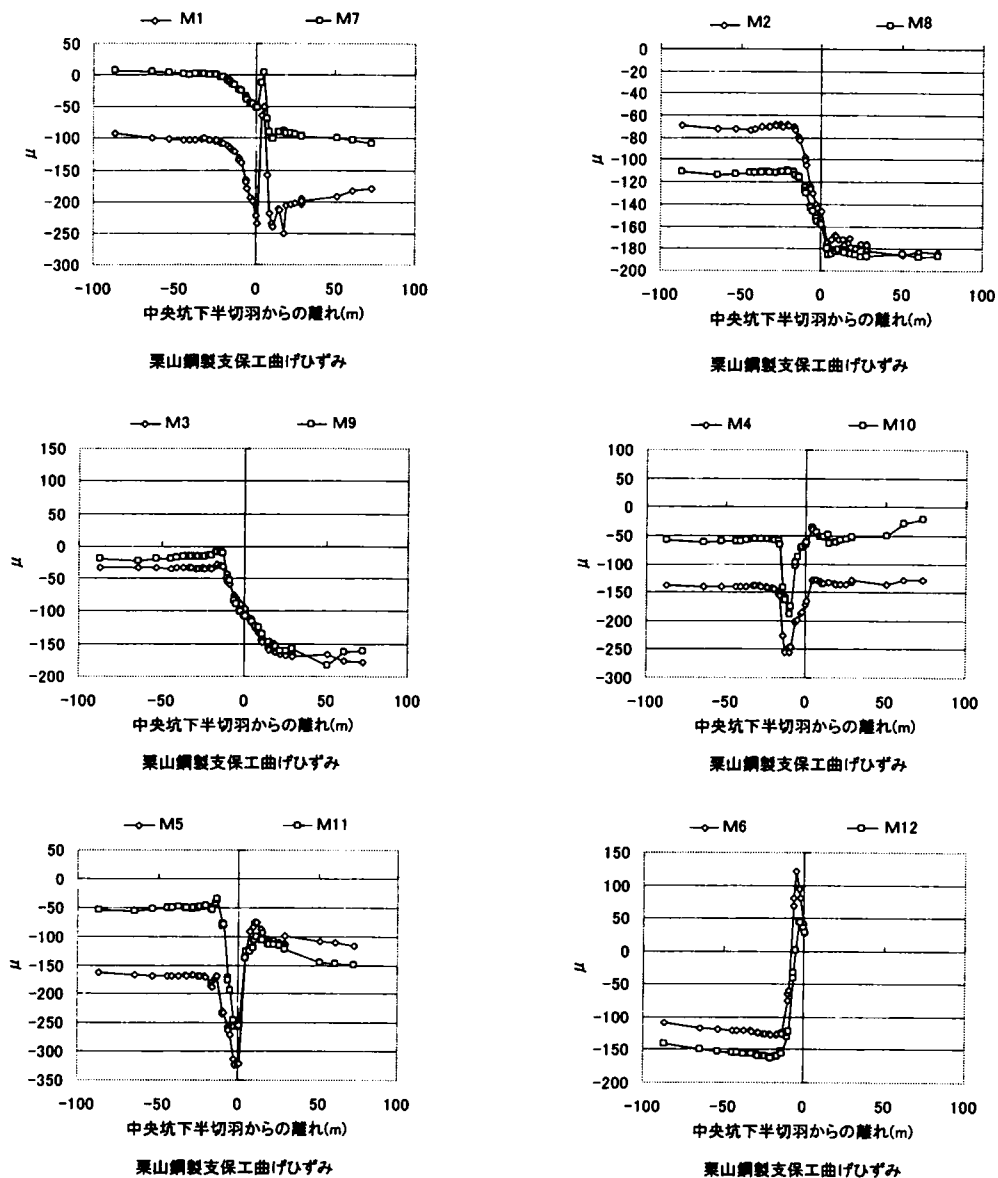


図 5 - 2 9 鋼製支保工曲げひずみの変化
(中央坑下半切羽との位置関係 M 1 ~ M 1 4)

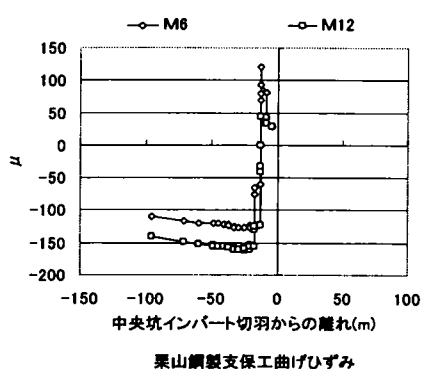
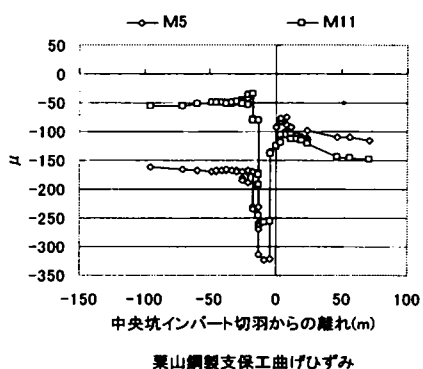
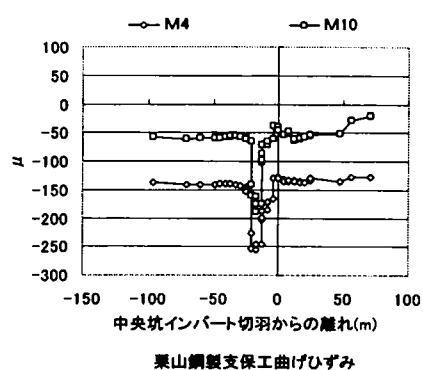
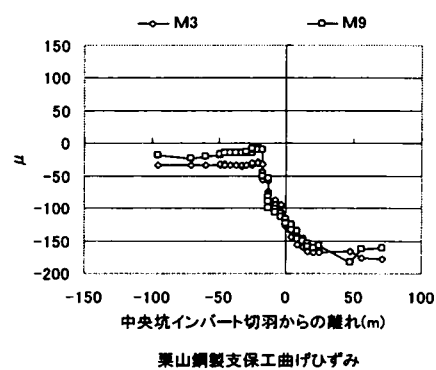
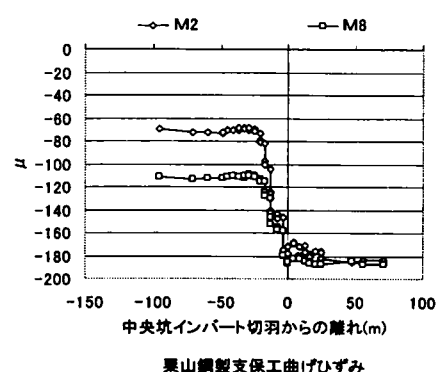
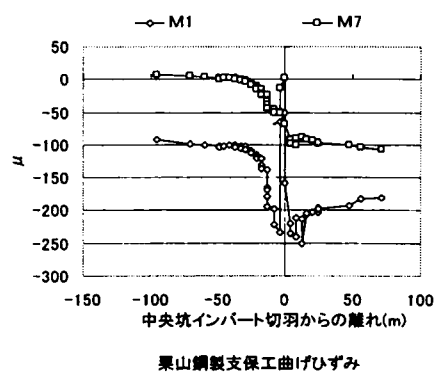


図 5 - 3 0 鋼製支保工曲げひずみの変化
(中央坑インバート切羽との位置関係M1～M12)

(c) まとめ

サイロット工法で施工したトンネルにおける鋼製支保工の挙動について、曲げモーメントと曲げひずみの計測結果を整理すると、次のようになる。

- 1) 発生する曲げモーメントの最大値は、概ね、内側引張曲げで、10～20 kNm、外側引張曲げで5～40 kNmであり、150 Hの導坑地山側（本坑側）か、125 Hの導坑内側か、左右導坑の離れの大小、サイロットか、ショートベンチかによる相違も明確でなく、どの施工段階で、どの位置で最大曲げが発生するか、どの方向のどの程度曲げが発生するのかも特定できない。しかし、栗山トンネルの場合では、125 H、150 Hの相違、導坑内側か地山側（本坑側）かを問わず、外側引張曲げの方が内側引張曲げより最大値が大きくなっている。
- 2) 各施工段階における鋼製支保工の曲げモーメントと曲げひずみの変化状況についても、左右導坑の離れの大きな成田空港トンネル8工区では、軸方向応力の場合と同様に導坑の大きさ、形状と各施工段階ごとの支保形状、鋼製支保工の継ぎ手位置とその拘束状態と掘削などの施工の影響度が複雑に絡み合い非常に複雑な変化を示すものの、栗山トンネルにおいては、左右導坑の通過に伴う対称な位置にある測点の挙動に一部相違が見られる以外、他の施工段階では、すべての測点の組み合わせで極めて良好なこの対称な位置関係を反映した挙動を示している。

この栗山トンネルにおいて見られた挙動の成田空港トンネル8工区との相違は、軸方向応力のまとめでも述べたように導坑の形状と大きさに起因するところが大きいのと考えられ、栗山トンネルにおける鋼製支保工の継ぎ手位置が導坑のスプリング部にあるという継ぎ手位置の単純さとほぼ左右対称な導坑形状と継ぎ手位置での鋼製支保工の軸線がやや外側に開きぎみであること、さらに、導坑のインバート部の安定した形状というサイロット（導坑）の設計の特徴とそれぞれの施工段階における支保の形状が反映したものと考えられる。

第3節 結論

本章において得られたサイロット工法を採用した場合の支保部材の挙動特性についての結論は、次のとおりである。しかし、吹付けコンクリートを地山の境界応力の現場計測結果は、成田空港トンネル8工区でしか得られておらず、その測定結果には第4章のショートベンチ工法採用時の計測で見られた引張応力の発生が記録されていないなど計測頻度の不足に基づく特異性が見られることから結論としての整理にあたっては、対象から除外して考える。

3-1 吹付けコンクリート

- (1) 内部に発生する軸方向応力としては、許容応力レベルの1/3から1/4程度の小さい値しか発生しないと見なせる。
- (2) トンネル施工過程で、最大圧縮応力を超える引張応力の発生や吹付けコンクリートにクラックが発生するレベルの曲げモーメントの発生が認められる。また、先行坑と後行坑の離れが大きい場合、足元には、先行坑の一部に後行坑より大きな圧縮応力や内側引張曲げが発生する。しかし、その内部応力の変化とトンネル施工の影響も、トンネル施工段階との関係で一義的に規定できるような関係は見出せない。
- (3) 吹付けコンクリートの内部応力の変化は、栗山トンネルと成田空港トンネル8工区における挙動の対称性に大きな相違が見られるように、ショートベンチ工法で施工した場合で述べた原因に加え、サイロット断面の形状や大きさの全体断面に対する比率等の要素が影響しているものと考えられる。

3-2 ロックボルト

- (1) ロックボルトの軸方向ひずみや曲げひずみの状況から、サイロット工法における左右導坑の切羽の離れの相違に起因するロックボルトの挙動特性は、ロックボルトの打設時期と打設位置、打設方向、頭部の固定状況、地山との付着状況に応じてロックボルト打設後の地山の変形挙動と密接な関係を有すると判断され、軸方向ひずみや曲げひずみの発生量と分布は、これらの影響要因の状況に応じて、そこで発生する他の支保部材の局所的な効果や影響を反映したものとなる。
- (2) ロックボルトは土被りに浅い条件下でも、打設時期、打設位置、打

設方向によって軸方向でも曲げのいずれにおいても材料が降伏するレベルのひずみが発生する。

- (3) (1) で示した状況から、ロックボルトの挙動や効果の予測にあたっては、ロックボルトを曲げ部材として扱うこと、さらにロックボルトの打設時期、頭部の固定状況、地山との付着条件の設定が重要であり、この条件設定が現実的であれば、地山の変位予測の精度と同等の精度でロックボルトの効果や発生内部応力の予測ができるものと考えられる。しかし、一方では、ロックボルトは解析等では予測できない地山と支保の局所的な条件を反映した挙動を示す要素があると推定され、解析等では想定 of 困難なロックボルト以外の支保と地山の相互作用に応じて、他の支保の機能を補完する機能も果たしていると考ええる。

したがって、ロックボルトについて得られた結論は、ショートベンチ工法を採用した場合とほぼ同じとなる。

3-3 鋼製支保工

- (1) 鋼製支保工に発生した軸方向ひずみや曲げひずみの内部応力の大きさからは、サイロット断面での MU29、150H という本坑断面側鋼製支保工の設計とサイロット内側の 125H を用いた設計は、ほぼ適切なものであったとみなせる。
- (2) 鋼製支保工の軸方向応力（ひずみ）および曲げひずみの計測結果からみると、鋼製支保工が吹付けコンクリートに包まれた形で施工されていれば、鋼製支保工は吹付けコンクリートと一体となった構造部材として挙動するものと言える。
- (3) ショートベンチ工法とサイロット工法、2つの場合の比較から、鋼製支保工の軸方向ひずみと曲げひずみで示される内部応力は、吹付けコンクリートと鋼製支保工で形成される支保形状と鋼製支保工の部材同士の継ぎ手位置とこの部分の拘束状態に応じた複雑な変化を示し、支保形状とこれらの要素の相違に基づく挙動には明瞭な相違が見られる。

参 考 文 献

- 1) 木村宏；土被りの浅い未固結地山における施工方法とロックボルトの挙動の関係について第25回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，1993.2

第 6 章 支保部材の機能と設計に対する知見

第 1 節 序論

第 2 章において地山の挙動、第 4 章、第 5 章において支保部材の挙動について現場計測結果に基づいたそれぞれの特徴について分析・評価を行った。

これらの特性は既に述べたように、地山特性や支保部材の特性とトンネルの設計・施工の特性のすべての要素が関連し、それらの相互作用の結果として得られたものであり、これらの要素と地山や支保部材の挙動を一定の視点から総合的に分析・評価することにより、有用な知見が得られる可能性を有している。

特に、支保部材各々の設計方法や設計そのものの基本となる機能と支保の有効な活用を進めるために不可欠な設計・施工上の工夫や試みの評価は、「地山に最適なトンネルの設計・施工を行なう」という第 1 章で提案した「トンネル設計・施工の理念」を実践するために重要な事柄といえる。

本章では、第 4 章、第 5 章で得られた吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工、二次覆工の挙動を第 2 章で得られた地山の挙動特性との関連で次の視点から分析・評価するとともに、このような分析・評価に不可欠な現場計測について評価を加えることにより得られた知見を述べる。

① 支保部材の機能

- ・ 吹付けコンクリート
- ・ ロックボルト
- ・ 鋼製支保工
- ・ 二次覆工

② サイロットの大きさと形状

③ その他の設計要素

- ・ 小分割施工
- ・ ベンチ長
- ・ インバートの 1 施工長（1 掘進長）とプレーンコンクリートによる施工
- ・ 下半掘削の手順

第 2 節 支保部材の機能と設計に対する知見^{1) 2) 3) 4)}

第 4 章と第 5 章で明らかになった吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工、二次覆工の挙動から、支保部材としての機能とこれらの支保部材の設計時に念頭に置くべき事項について、各々の支保部材に対して考察する。

2-1 吹付けコンクリート

吹付けコンクリートの支保機能の面から考えると、第1章の表1-5に示したように、次に7つの機能に分類される。

- ① 付着力やせん断力による抵抗
- ② 曲げまたは曲げ圧縮による抵抗
- ③ 軸力による抵抗
- ④ 外力の配分効果
- ⑤ 地山のくぼみを埋め、弱層を跨いで接着することにより応力集中を防ぎ弱層を補強する効果
- ⑥ 曝気や吸水、微粒子の流出防止効果
- ⑦ キーストン効果

本研究の対象となった土被りの浅い未固結地山では、このうち⑤や⑦の機能を除いた5つの機能が期待される。一方、このような地山では、地山強度が小さいため、トンネル掘進に伴い切羽が到達する前の小さな応力変化で地山が劣化し、掘削で露出面となる部分は水の浸出や乾燥により劣化しやすい。しかし、図6-1¹⁾に示す三軸圧縮試験結果からわかるように、この種の材料は適切な拘束圧下で大きなせん断抵抗を発揮する。

したがって、このような地山では、掘削して露出した地山面を吹付けコンクリートで覆い、乾燥や浸出水による地山面の劣化を防ぎ、地山に対して拘束圧効果を与え、地山のせん断強度を増加させ、地盤変位を小さくする機能が期待される。

一方、吹付けコンクリートの施工は、一般に定まった形状の構造系を形成しにくいことから、トンネル上載荷重を足元で支える形での③の軸力による抵抗機能を発揮しにくいと考えられる。図4-13に示したように、吹付けコンクリート上半足付部の0.5m離れの測点における軸ひずみは、概ね足元部の圧縮ひずみが大きいと同じ程度であることが確認できる。また、吹付けコンクリート応力計も、図4-3、図4-4、図4-5からもわかるように、逆に、足元部T1、T5のほうがT2、T4より大きい圧縮応力が発生しているものの、図4-5(a)(c)のようにクラウン部の圧縮応力がT3がT1、T5の2倍以上の場合があることから、必ずしも、足元でトンネル荷重を支える形での③の軸力による抵抗を発揮し

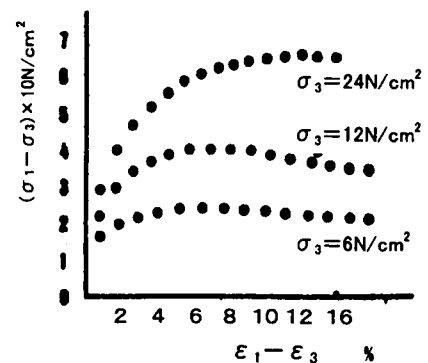


図6-1
代表的な成田砂層における三軸
圧縮試験結果

ているとは言い難い。

さらに、サイロット外側（地山側）の測点における圧縮応力の発生状況をみると図5-3、図5-4からサイロットが掘進していく過程において成田空港T8工区63k252m地点ではT2よりT1、63k350m地点ではT4よりT3で大きな圧縮応力が発生している。一方、栗山トンネルでは、図5-5から左右両方のサイロットでサイロット外側、内側どちらの側でもT1よりT2、T4よりT3、T5よりT6、T7よりT8というサイロット足元部より上部の測点で大きな圧縮応力が発生している。さらに栗山トンネルではこの傾向が中央坑インバート通過後も続いている。

このことからショートベンチ工法の場合と同様に吹付けコンクリートはトンネル上載荷重に対して必ずしも③の軸力によりトンネル荷重を足元部で支える構造となっていないものと理解できる。

また、土被りの浅いトンネルであるにも関わらず、表4-3に示したように、地形の影響を受けない場所では、圧縮応力の最大値がクラウン部に発生している状況や、最大圧縮応力が1.8MPaと小さくなく図4-7のT2、T3、T4の測点では、下半の掘削により圧縮応力の低下が生じにくい状況を示していること、また、図4-8からもわかるように、インバートの掘削によってもT1とT5以外の測点では、その影響を受けていないこと、さらに、図4-9から吹付けコンクリートの曲げひずみが測点の離れが0.5mでも正負が逆転している事例も見られることから、吹付けコンクリートは、③の機能のみではなく①、②、④の機能を発揮しているものと考えられる。また、これらのすべてのトンネルでは、鋼製支保工と矢板による支保では考えられないほど小さな地盤沈下量で掘削が完了していることから、①、②の効果により地盤変形を拘束する機能を発揮しているものと考えられる。

以上のことから、土被りの浅い未固結地山における吹付けコンクリートの機能は必ずしも軸力によるものではなく、①と②およびこの効果による地山変形拘束効果も大きいものと考えられ、吹付けコンクリートの設計にあたっては、厚さの要素よりも地山との付着性と曲げ性能に主眼を置くことが大切と判断される。

2-2 ロックボルト

ロックボルトを支保機能の面から考えると、第1章1-4に示したように、次の4つの機能に分類される。

- ① 縫い付け効果
- ② 吊下げ効果
- ③ はり形成効果

④ アーチ形成効果

しかし、①から③までの機能は、ロックボルトが元来、単独の支保部材として用いられることが多い岩地山に適用されてきたことに起因して認められた岩地山における機能であり、本論文の対象となっている土被りの浅い未固結の土砂地山で発揮される機能ではない。この種の地山で期待される機能は、上記の分類にしたがえば、④アーチ形成効果ということになる。

このアーチ形成効果発揮の鍵は、表1-4の特徴にも示されているとおり、トンネル壁面と地山奥の変位差であり、あるいは、トンネル近傍に圧縮帯を積極的に形成することにある。しかし、いずれの鍵も土被りの浅い未固結地山で達成可能事項かどうか疑問な点が多い。

本節では、第2章、第4章および第5章の地山の変形挙動やロックボルト自体の挙動を元に、土被りの浅い未固結地山におけるロックボルトの機能を考察する。

この種の地山におけるロックボルトの設計は、前述のアーチ形成効果の鍵のひとつであるトンネル壁面と地山奥の変位差に着目して、アーチからクラウン部におけるトンネル掘削にともなう地中変位の現場計測結果から、この領域におけるトンネル壁面と地山奥の相対変位がほとんどなく、打設したロックボルトに圧縮ひずみしか発生しないことを理由に設計上配置されないことが一般的になっている。一方、側壁部や足元部については、内空変位測定結果から上半の足付け部や下半足元部の沈下量が大きいこともあって、支保全体の沈下を抑止する目的で配置されることが多く、さらに、上の①～④の機能のほか、トンネル完成後にトンネル全体の安定に寄与する機能も期待して設計されていることもある。さらに、このような地質、地形条件が都市および都市近郊に多いこともあり、ロックボルト打設区域に対する土地の権利関係の調整が煩雑で、この処理に要する費用の問題と発揮される効果に対する評価が低いことからロックボルトを全く配置しない設計も多くなっている。

(1) アーチクラウン部のロックボルト

この部分の設計を考えるときの基本としては、第2章の図2-10、図2-17、図2-18、図2-19、図2-21、さらに、第4章の図4-30、図4-34に示された計測結果が利用できる。

図3-32によれば、3つの測定断面のうち2つの測定断面のクラウン部のロックボルトに圧縮ひずみが発生し、その大きさもロックボルトの耐力に比べて大きくないことから、概ね、一般的に言われているトンネル壁面と地中奥の変位差が小さくロックボルトが効果的でないという考え方を裏付けているものと考えられる。しかし、1つの測定断面ではトンネル壁面近くで引張ひずみが発生し、そのときのひずみ分布状態がトンネル掘削の進行に伴って維持されている。このようなロックボルトの挙動は、図

2-10、図2-17および図2-21とロックボルトの打設時期の関係から説明できる。

一般に、アーチ、クラウン部のロックボルトは、図2-10、図2-17および図2-21の L/D が0より少し大きい値の時期で打設されることからロックボルトが機能し始める初期値はこの位置以降となる。この時期以降、地表（地中）とトンネルクラウン付近の沈下量の相対変位はこの図にしたがって3つのパターンに分けられ、堀之内T（A）や取香Tのように相対変位が減少する場合は、ロックボルトに圧縮ひずみが、反対に、堀之内T（B）や栗山T、国分川分水路のように相対変位が増大する場合には引張ひずみが発生することが推定される。

図4-30の堀之内トンネル62k300m地点と取香トンネル62k780m地点の計測値は、図2-17、図2-21の堀之内T（A）と取香Tと同一場所における測定結果であり、また、堀之内トンネル62k360m地点は同じく堀之内T（B）と同一場所の結果であり、この推定を完全に裏付けている。さらに、図4-34（1）、（2）からロックボルトの横断面内の曲げひずみは発生量も小さく、ロックボルトの挙動がこの付近の沈下挙動特性に支配されている様子が明らかである。もちろん、この程度の引張ひずみの発生でロックボルトに求められる機能を十分果たすことになるか否かは与えられた施工条件によって異なる。したがって、これまで報告されているようなこの付近の地山の沈下挙動が共下がりをするという報告とこれに基づくこの付近へのロックボルトの打設効果の評価には、綿密な地山の変形挙動の把握や分析が欠けていたものと考えられ、この位置におけるロックボルトの効果の有無の判断のためには、図2-17、図2-21のような細かな測定間隔での地山挙動の把握に基づくロックボルトの打設時期を考慮した判断が不可欠と言える。

一方、図4-34（3）のトンネル縦断面内のロックボルトの曲げひずみ発生分布から、トンネルクラウン付近のロックボルトに大きな曲げひずみが発生しており、トンネル上半の掘削によって発生するクラウン付近の地山のトンネル坑口側方向への地中と壁面部の相対的な動きを反映したものになっている。これによれば、この付近のロックボルトは、鉛直上方に打設するよりは図6-2に示すような一定の角度を有した設

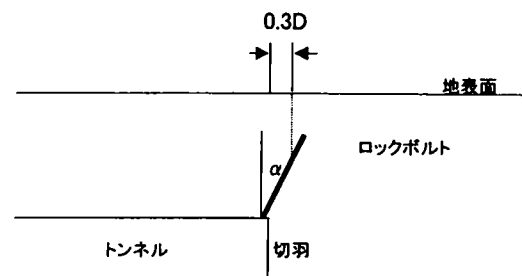


図6-2 切羽部におけるロックボルトの打設

計が有効であることを示唆していると理解できる。

図 2-21 および図 2-18 とロックボルトの打設時期の関係からクラウン部におけるロックボルトの設計についての考え方を整理すると、次のようになる。

- ① ロックボルトの打設は図 2-21 の地中とクラウン部の相対変位が最大となる時期以前に打設すべきである。その意味では、補助工法としての地表面から打設する吊りボルトはロックボルトの効果を最大限に発揮させる方法と言える。しかし、その効果は、図 2-18 によれば、 H/D が 1.5 までの範囲では土被りに応じて増加する可能性があるものの、0.3 以下では効果を発揮しないものと考えられる。

したがって、図 2-21 からわかるように地中とトンネルクラウン部の相対変位が急激に発生する時期が切羽前方 3 m ($L/D = -0.3$) から切羽通過直後までの時期であることを考慮すると、クラウン部のロックボルト打設が最も効果的と考えられるのは、切羽通過前後の急激な相対変位が発生する直前位置 ($L/D = -0.3$) より奥まで到達するような長さで、図 6-2 に示すような角度で打設することであると言える。さらに、図 4-32 (2) によれば、トンネル側壁に打設したロックボルトでも壁面と地中の変位量には相対的な相違があるものの、図 4-34 (3) 同様のトンネル縦断方向の壁面と地中の相対変位に起因すると思われる曲げひずみが発生しており、切羽位置と地中の鉛直および水平変位方向と相対変位の発生量の関係を推定すると、クラウン部の効果的なロックボルトの打設の考え方と同様の考え方がトンネル周辺全域に適用できる考え方になりうるものと考えられる。

- ② ロックボルトがトンネル掘削後打設される場合（ロックボルトの打設時期が $L/D > 0$ の場合）でも、以後の地表（地中）とクラウン部の相対沈下が増大するような条件下では、ロックボルトの効果は期待できる。また、このとき打設されたロックボルトはその後のこの相対変位の減少する条件下でも、その相対変位の減少を抑止する効果を発揮することが期待され、一旦発生した地表とトンネルクラウン部の相対変位を維持するのに効果を発揮することが期待される。
- ③ クラウン部のロックボルトの設計にあたっては、①、②の考察をもとに、効果的なロックボルトの打設時期と方向、長さ、必要な打設本数と定着力を検討することが必要である。

(2) 側壁部のロックボルト

この部分に対するロックボルト設計の基本は、アーチ、クラウン部のロックボルトに対する①の考え方と同じであるが、この部分のロックボルト

に対しては、トンネル掘削に伴うトンネル側方地盤と支保の沈下に対する対応をロックボルトの機能として期待することができるかどうかという課題がある。この部分のロックボルト設計の考え方を整理するには、第4章図4-31(2)、図4-33(2)が基本になると考えられる。

図4-31(2)、図4-33(2)によれば、地形、地質などの施工条件に応じてトンネル側壁に垂直に打設されたロックボルトは、地山と支保の相対変位に対して曲がることにより抵抗しており、その曲げひずみ量は 1000μ 以上にも達し、ロックボルトの曲げとしては上限に近い値となっている。このことから、側壁部のロックボルトの地山および支保の沈下防止はロックボルトの曲げ抵抗によるものと考えられ、元来、ロックボルトのような線部材の持つ曲げ抵抗の大きさからいってロックボルトの曲げによる沈下防止能力は小さいため、期待する機能を十分に達成するためには、その打設本数が多く必要となるものと言える。

(3) 足元部のロックボルト

足元部のロックボルトについても図4-31(1)、図4-33(1)からトンネル壁面に垂直に打設したロックボルトについては、その打設角度と地山の変位方向に応じて曲がり、クラウン部や側壁部のロックボルトと同様の機能を発揮するものと考えられるが、この部分に打設されるロックボルトに支保の沈下防止効果を期待する設計としては、ルートパイル工法による支保の沈下方向に対して杭の芯として力を伝達して支持する形でのロックボルトの設計が最も効果的であることは、1)、2)に示した地山の変位とロックボルトの相対的な相互作用からも推定できる。

(4) 斜めボルト、切羽ボルト

クラウン付近の地山表面近くの崩落防止として用いられる斜めボルトについては、現在、図6-2の α が大きい、ロックボルトの打設方向としては水平に近い方向で打設するのが一般的であるが、1)アーチクラウン部のロックボルト、2)側壁部のロックボルトで考察したことをもとに考えてみると、この水平に近い方向で打設してクラウン付近の地山表面近くの崩落を防止する機能を有効に発揮させるには、打設する部材としてはロックボルトより曲げ剛性の大きな部材のほうが効果的であることが推定されるとともに、この打設角度をうまく設計上考慮することにより、トンネル切羽付近の上方地山の安定を図り、加えて天端の崩落防止にも効果を発揮させる可能性も期待できる。

一方、切羽に垂直に打設し、切羽のトンネル内への押し出しを防止する切羽ボルトは、詳細には切羽前方地山の水平方向変位の発生時期を把握する必要があるものの、定性的には、概ね、地山の変位方向に沿った打設方

向となることから、切羽の剛性を補って切羽のトンネル内空側への押し出しを防止し、切羽の自立性を高める目的では、一定長のロックボルトを数多く打設するか、ロックボルトを打設する孔の削孔径を大きくして、ロックボルトとそれを地山に定着させる定着材からなる切羽ボルトの径を大きくする設計が必要と考える。また、この種の地山には大きな地山剛性は期待できないことから、高張力のロックボルトを長く打設する方式の切羽ボルトでは、その張力に応じた打設本数の低減が難しいと考えられることから、この方式のロックボルトが切羽ボルトに適しているとは言えないものとする。

2-3 鋼製支保工

鋼製支保工に期待される機能は、第1章2-4(3)に示したように、“吹付けコンクリートが硬化し、十分な機能を発揮するまでの仮設的な構造物と考え、トンネル構造体として設計を行わない”という実態の陰で、従来の鋼製支保工と木矢板の支保構造からの流れを汲んで鋼製支保工が地山からの荷重を主に、軸力の伝達、支持することによって支保機能を発揮するものと考え、地山分類とトンネル規模に応じて施工事例をもとに選定することが一般的に行われている。しかしながら、第4章2-3で示したように、図4-45からは下半の鋼製支保工を省

略して下半掘削しても足元部の軸力がほとんど低下しない例があること、低下しているところでも図6-3の鋼製支保工の軸力分布変化からも分かるように、上半の支保部材の軸力はこの足元付近以外では低下せず、維持されることから、吹付けコンクリートで囲まれた鋼製支保工はアーチ状の単独の軸方向部材として

ではなく、吹付けコンクリートと一体化した構造部材としての挙動を示すことが確認された。さらに、このような鋼製支保工の設計のもと施工された堀之内トンネルや取香トンネルでも、図4-12に示したように、最終的な地表面沈下を小さいレベルで施工を完了することができることから、鋼製支保工の選定にあたっては、次のような事項が重要であると考えられる。

- ① 鋼製支保工は、吹付けコンクリートにしっかり埋設された

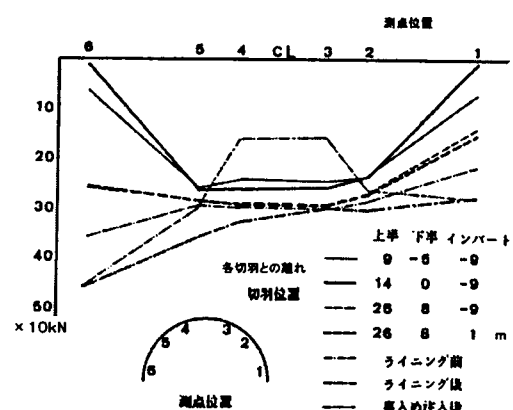


図6-3 鋼製支保工軸力分布の変化
(取香トンネル62k780m地点)

構造となることを前提として、そのサイズダウンあるいは部分的な省略が可能であると考えられることから、設計としてサイズダウンや部分的省略を行う場合は、いかに鋼製支保工のサイズと吹付けコンクリートの厚さのバランスを確保し、良好な施工により吹付けコンクリートと鋼製支保工が一体化する構造を作り上げるかを考える。さらに、スベックダウンや省略を行わない場合でも同様に吹付けコンクリートと鋼製支保工の一体化によって吹付けコンクリートと鋼製支保工の機能を別々のものとすることなく、いわば鉄骨コンクリートとして一体的に機能するように施工を考える

- ② 下半部の鋼製支保工の省略を行う場合には、足付け部の掘削順序、掘削範囲やその施工性を十分に検討し、モニタリングによりその影響を確認のうえ実施する。

2-4 二次覆工

二次覆工の設計は、第1章2-4(4)で示したように、トンネルに課せられた施工条件に応じて構造計算を行い、鉄筋コンクリート構造として設計する場合と地山の安定状態が確認された後、その後も地山条件の変化や外荷重条件の変化が生じないような場所を対象に、特に設計計算を行わない場合があるが、本節では、後者の場合に打設される二次覆工の設計上の考え方について、第4章における二次覆工についての計測結果と二次覆工打設にともなう吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工の挙動をもとに考察する。

吹付けコンクリートと二次覆工の間への裏込注入は、取香トンネル62k780m地点と堀之内トンネル61k360m地点の2箇所で行ったが、二次覆工打設後の二次覆工内の応力、ひずみの変化や二次覆工と吹付けコンクリートの境界応力の変化から吹付けコンクリートから二次覆工への応力伝達が生じていることが確認された。ここで生じた変化は二次覆工コンクリートの硬化後、二次覆工と吹付けコンクリートの間に発生していた空隙が裏込注入によって充填されることによって生じるもので、図4-64と図4-65から、その変化量はその後の漸増傾向との区別が難しいものの、二次覆工・吹付けコンクリートの境界応力で30～50kPa程度と小さい。

また、同時期の二次覆工接線方向応力も図4-55と図4-56からクラウン部の測点のみが変化し、他の測点では裏込注入の影響をほとんど受けていない。また、その時の応力変化量も150kPaと小さい。さらに、第4章2-4(3)の二次覆工内のひずみ測定結果からも最大2～4Mpa程度の応力変化であり、接線方向応力変化の10倍以上ではあるが、二次覆工コンクリートの許容応力度と比べても大きな値とは言えない。

以上のことから、土被りの浅い未固結地山においても吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工による支保で地山が安定状態となった状況下で打設された二次覆工は、応力部材として機能しているわけではなく、二次覆工打設前に安定した地山状態の安定性を高め、その後の地山条件の変化に対して対応する機能を果たしているものと考えて良いものと考えられる。

第3節 その他の設計要素の設計

サイロット工法で施工した成田空港トンネル8工区と栗山トンネルでは、サイロットの大きさやその形状に相違や特徴が見られる。堀之内トンネルと取香トンネルでは、従来、設計要素としては注目されていない次の要素に対してもある設計意図をもって実施工を行っている。

- ① 小分割施工
- ② ベンチ長
- ③ インパートの1施工長（1掘削長）とプレーンコンクリートによる施工
- ④ 下半掘削の手順

ここでは、サイロットの大きさや形状に加え、これらの要素について、その設計上の意義と設計要素としての取扱いについての知見を述べる。

3-1 サイロットの大きさと形状

大断面トンネルの施工にあたっては、工事の安全と周辺への影響を抑えるために、サイロット工法が広く用いられる。山岳トンネルが都市近郊の土被りの浅い土砂地山に適用され、道路トンネルの施工が盛んに行われるようになってからは、このサイロットを用いたトンネルの施工が数多く行われている。

本論文で取り上げた成田空港トンネル8工区が施工された時期には、従来の導坑先進工法の考え方である小さな断面でまずトンネルを貫通させ、この導坑を上半支保工の確固とした足付けとして利用して上半支保の安定をはかり、その導坑を機能的に活用して本坑の切掘げを行うという考え方が強く残っていた時期であり、さらに、NATMの原理⁵⁾がわが国に広く普及し始めた状況であった。そのため、成田空港トンネル8工区では、図5-11(1)に示すような、丸みを帯びた複雑な形状の小さなサイロット断面となっている。

一方、栗山トンネルでは、トンネル全体とサイロットのプロポーションとして、次の点を考慮した設計としている。

- ① 左右サイロット掘削時の鉛直応力の中央坑部分への集中を防いで中央坑掘削による地山応力の再配分をスムーズにすることを目的にサイロット幅は、サイロット、中央坑とも機械化施工に必要な幅を確保した上で、サイロット幅をできるだけ大きくし、本坑の中央坑の切詰め幅を小さくする（図6-4）
- ② サイロットおよび中央坑の掘削面積をほぼ同じ面積とする（図6-4）。
- ③ サイロット形状は左右対称に近い形とし、地山鉛直方向の主応力の流れがスムーズになる形状とする。
- ④ ③のような応力の流れによりサイロット足元部にかかる支保工の鉛直荷重が軽減されることを期待し、サイロットの底盤の形状を平面としてサイロットとして安定した形状とする。

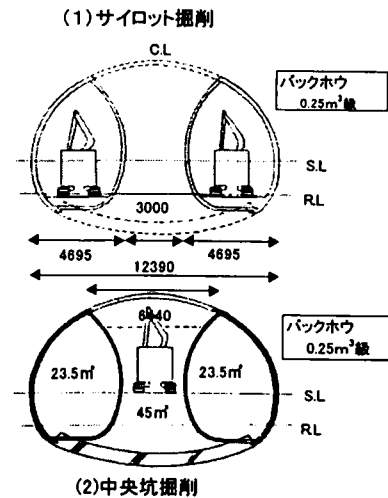
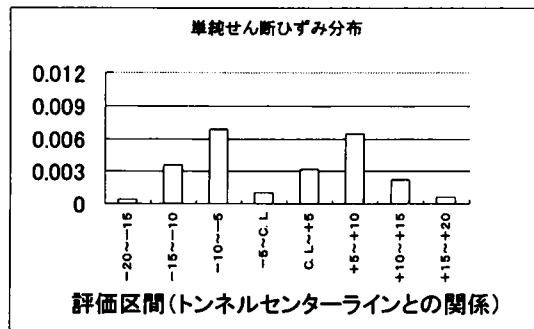
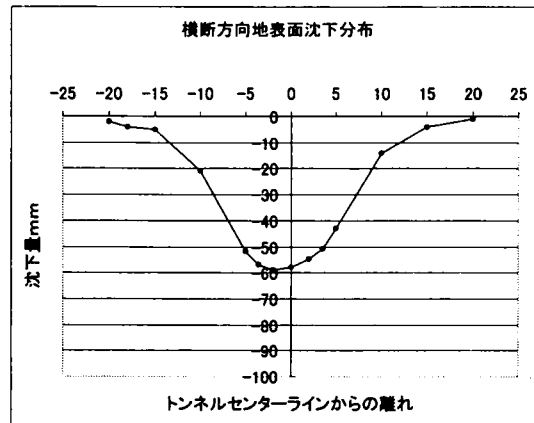


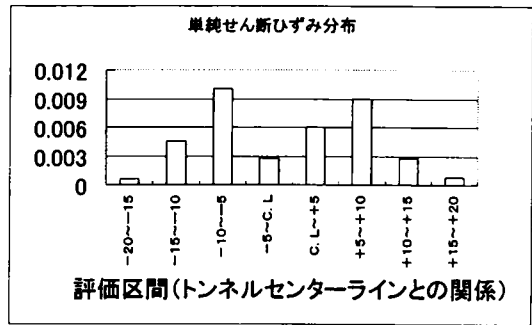
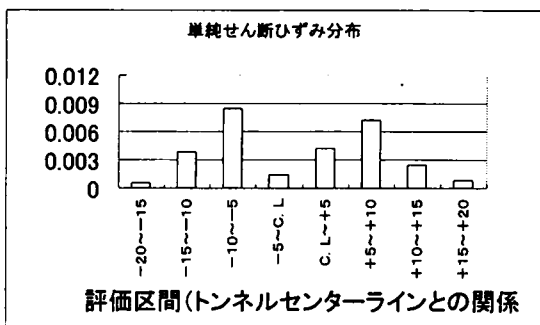
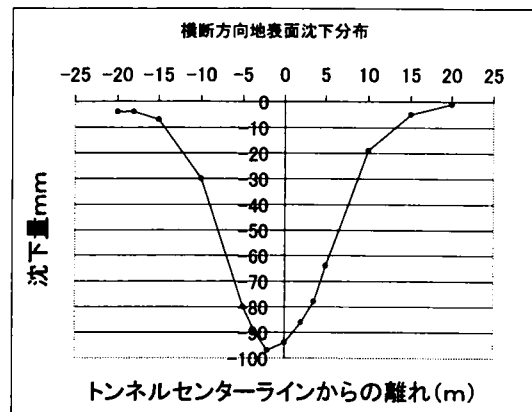
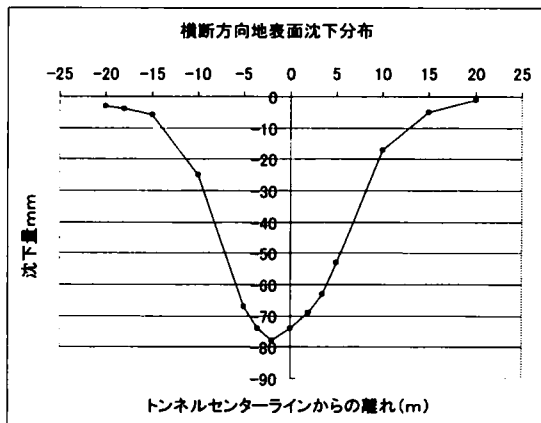
図6-4 栗山トンネル掘削時のサイロットのプロポーション

その結果、サイロットが安定して地山を支保したことにより、図6-5に示すようにトンネルセンターライン上の最大沈下量が94mmという図3-3で示したトンネル破壊が生じる直前の沈下量に匹敵する沈下量が発生したにもかかわらず、地表及びトンネルに何ら変状を生じさせることなく施工が完了したこと、また、吹付けコンクリートで包まれた鋼製支保工の挙動が極めて良好な対称性を示していること、また、鋼製支保工に大きな引張応力の発生が見られないことなどの状況から、栗山トンネルでは、上に述べた設計の意図を反映した効果が不完全ながらも発揮されたものと考えられる。

このことは、今後、詳細な検証が必要であるものの、土被りの浅い未固結地山でのトンネル施工において安定して施工を行うためには、従来から切羽の自立性や施工性を中心に検討されてきたサイロットの大きさや形状についても、基本的なトンネルの力学的考察を元に重要な設計要素のひとつとして十分な検討を行うことが重要であることを示しているものと考えられる。



サイロット完了時



中央坑上半通過後

最終状態

図 6 - 5 横断方向地表面沈下分布と単純せん断ひずみ (栗山トンネル 3 k 0 0 5 m)

3-2 小分割施工

堀之内トンネルと取香トンネルでは、いずれのトンネルでも基本的に上半掘削は核を残し、リングカット工法による施工を実施したが、堀之内トンネルでは、特に、掘削・支保のサイクルタイムに影響を及ぼさない範囲でリングカット部の小分割掘削を実施した。施工の前には、このような小分割施工は、手間と時間がかかり、掘削・支保のサイクルに大きな影響を与えるものと懸念されていたが、核の上に4人の作業員が位置し、2人1組で片側を掘削中に片側で吹付けを行う体制を交互に行うことにより、機械掘削を行うバックホウオペレータの計5人の編成で、取香トンネルで同じ人数で特に小分割施工を考えないで行ったものとほぼ同じ時間の約4時間で先受けの鉄矢木の打込リング部の掘削、一次吹付けコンクリート5cmの施工、上半部の鋼製支保工の建込みが完了する施工手順が完成できた。そのときの作業経過の代表的な例を表6-1に示す。

これにより、堀之内トンネルでは、リングカット時と一次吹付けコンクリート施工時の天端の小崩落や切羽の返りも少なくなり、取香トンネルよりは小さい地表面沈下量で施工を完了することができた。

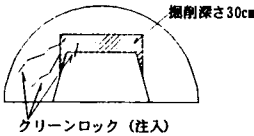

このように、小分割施工は、一般的な予測に反して、必ずしも掘削・支保サイクルに悪影響を及ぼすことなく、掘削・支保作業の安全性を高めることとなり、地表面沈下の抑制にも効果のあることが明らかになった。

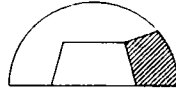

3-3 ベンチ長

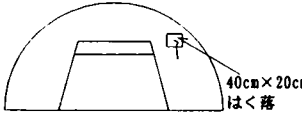
ベンチ長は、一般に、上半盤での掘削機械の大きさ、掘削・ずり積込に必要なスペースと掘削とずり出し作業の施工能率を考えて設定される。堀之内トンネルと取香トンネルでは、このベンチ長を許容できる限り短くする施工を行うこととし、その長さを10～15mの範囲内で施工した。

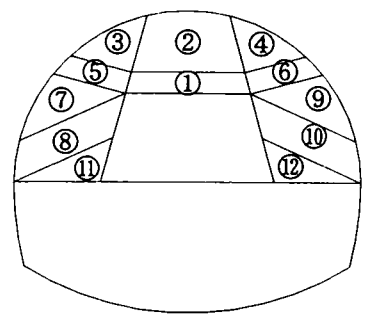
これによって第2章3-3(1)で述べたように下半掘削の地表面沈下に与える影響が上半切羽の掘削と分離して独立した形で現れることはなく、上下半切羽がひとつの複合切羽とみなせる形で地表面沈下に影響することがわかった。このような形で地表面沈下が現れることで、上半の掘削の影響、下半の掘削の影響が独立して現れ、それぞれの影響を別個に予測して最終的な予測を行う必要がなく、既存の現場計測を用いて評価しようとしている地点の地表面沈下や天端沈下の最終沈下量を早期に正確に予測できるようになり、施工管理上有効に利用できることがわかった。

表 6 - 1 代表的な小分割施工時の作業状況

時刻	施 工 内 容
7:00	入坑打合せ準備
7:34	作業開始 上半ユニボ掘削、核切り (右45°のロックボルトの打設方向を50cm水平に下げたものに変更を要する。)
7:44	5分で切羽に水が湧き出る。 7:34~7:40 
7:55	 全面より水が流れはじめる。 掘削ずり下半へ、SEC準備完了
8:05	SEC入場 切羽は、10cm×10cm程度のはく落あり。
8:10	SEC準備のため退場
8:12	②の荒掘削完了(50cm) (切羽防護、天端金網開始) 整形の掘削、ピック2本4人
8:21	SEC再入場、金網、矢木打ちはじめ 同時整形進行
8:29	網2枚完了
8:32	1次吹付2枚分開始
8:40	2次吹付1間手前
8:42	1次吹付完了 ③の荒掘削開始
8:45	③の荒掘削完了 ④の荒掘削開始
8:49	④の荒掘削完了 ④の整形、矢木、金網開始
8:50	③より水が流れ落ちる。

時刻	施 工 内 容
8:52	③の矢木、網完了 ③の吹付開始
8:55	③の1次吹付完了 ⑤の荒掘削開始
8:58	④の整形、矢木、網完了 ④の1次吹付開始 ⑤の荒掘削完了、整形、矢木等開始
9:00	④の1次吹付開始 ⑥の荒掘削開始
9:02	⑤の整形、矢木等完了 ⑤の1次吹付開始
	
9:06	⑥の荒掘削で  部、厚3~5cmの吹付全部はげる。 ⑥の荒掘削完了、整形、矢木、網開始 ⑤の1次吹付完了
9:07	⑥から水が流れ出る。表面伝達速度10cm/sec(推定目視)
9:10	⑦の整形、ピック、スコップ、矢木、網
9:12	⑥の整形完了、1次吹付
9:17	⑥の1次吹付完了 ⑧の荒掘削 ⑨のピック、整形、網、矢木開始⑦の1次吹付開始
9:21	⑦の1次吹付完了
9:23	⑧の整形、矢木、網開始
9:25	⑨の整形、矢木、網完了 急入りに1次吹付施工開始 ⑨の余掘 30-20=10cm
9:31	⑧の整形完了 ⑨の1次吹付完了 ⑧の1次吹付開始

時刻	施 工 内 容
9:32	⑩の荒掘削開始
9:33	⑩の1次吹付完了
9:35	⑩の荒掘削完了 ⑩の整形開始 ⑪の荒掘削開始
9:45	⑪の荒掘削完了 ⑪の整形、矢木、網開始
9:46	⑪の整形完了 ⑪の1次吹付開始
9:51	⑪の1次吹付完了
9:55	⑫の荒掘削開始 ⑫の整形完了
10:04	⑫の荒掘削完了 ⑫の整形 ⑬のトレンチ用掘削開始
10:09	
10:12	⑬のトレンチ掘削完了 安全パトロールのため休業
10:21	⑬の荒掘削再開
10:30	⑬の整形、トレンチ掘削
10:31	ずり運搬、下半へ
10:40	支保工設置準備 6人+1人
10:55	ずり運搬完了
11:06	

時刻	施 工 内 容
11:25	支保工設置完了
	
	荒掘削 3分
	整形 } 13分
	支保工設置 }

3-4 インバートの1施工長（1掘削長）とプレーンコンクリートによるインバートの施工

一度にどのくらいの延長でインバートを掘削施工するかとその施工に用いる材料を吹付けコンクリートにするかプレーンコンクリートにするかという問題は、施工による地表面沈下等への影響を抑止し、早期に本インバートの施工を実施できるかを決定する重要な要素でありながら、設計要素として取り扱われているか否かが不透明な要素である。

堀之内トンネルと取香トンネルでは、インバートの施工長を決定するにあたって、次の点を考慮してその1掘削長を決定した。

- ① インバート掘削による地表面沈下への影響が無い長さであること
- ② 1日2交代制を前提に、土曜の夜方でインバートの施工を行い、月曜日の昼方からは、施工したインバートの上に保護盛土を施工し、その上をずり搬出用ダンプが通行できるようにすること
- ③ できるだけインバートの併合を早く実施し、安定したトンネル支保を完成させ、地表面沈下の継続的な進行を抑えること
- ④ 経済的であること（仮インバート、本インバートの二段階施工を止め、着実な掘削進行を得られること）

その結果、

- ① 月曜日から金曜日の夜方までに、上下半切羽の掘進を完了し、その掘進長と同じ長さのインバートの施工を土曜日の昼方で完了する。
- ② インバートの施工材料は無筋のプレーンコンクリートとしこれを本インバートとする。
- ③ インバートコンクリートの養生は土曜の夜方から月曜の朝までの期間

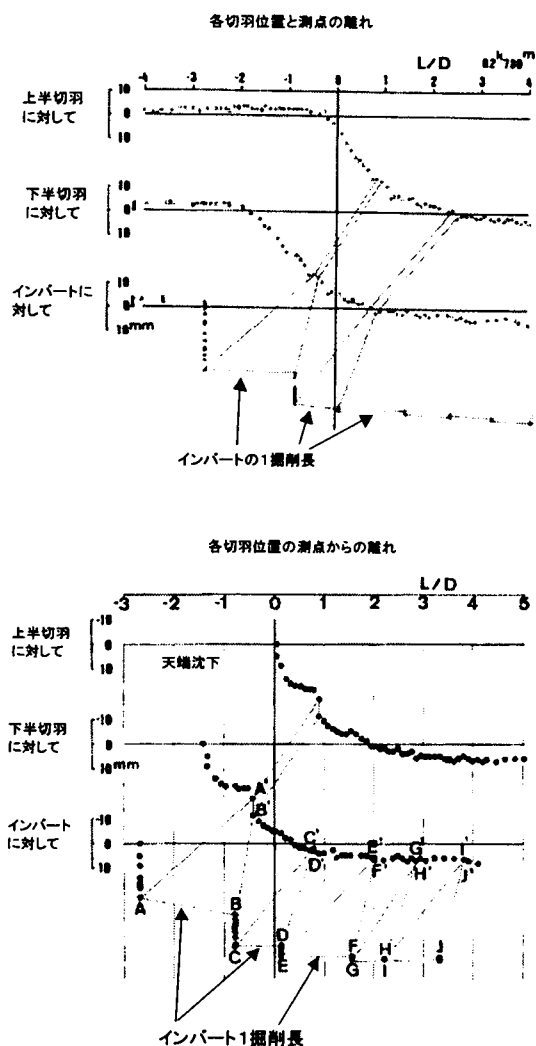


図 6-6
インバート施工長管理のための地表面沈下グラフ例（取香トンネル 62k 780m 地点）

とし、月曜日の昼方からのずりダンプの通行のため、コンクリートの設計基準強度 30 N/mm² を採用する。

- ④ インバート施工の地表面沈下への影響を明確に把握し、1 施工長の変更の要否が判断できるようにする。

という対処方法を決定して、これを設計に準じた事項として施工を行った。

これにより、1 週間あたりの掘進は基本的に 1 方 1 間（1.0 m）で上下半 1.0 m、インバートの 1 施工長も 1.0 m とすることで施工を進め、図 6-6 に示すようなグラフによりインバート施工の地表面沈下への影響を監視して、その影響の多少と評価して 1 施工長や打設日の変更を決定した。その結果、図 6-6 に示すようなインバート施工による地表面沈下を抑える成果を得ることができた。

以上のことから、ここに示した、設計要素かどうか不透明な施工要素であるインバートの 1 施工長やその施工材料の選定と施工方法の決定という要素が地表面沈下を抑制し、効率的で経済的なトンネル施工に寄与する要素であることがわかった。

3-5 下半掘削の手順

下半掘削の手順としては、一般に、図6-7に示すとおり下半全体を一定の延長分掘削し、吹付けコンクリートの施工、下半の鋼製支保工の設置という手順で施工する。堀之内トンネルと取香トンネルでは、下半掘削の効率化と下半支保工の省略を上下半既設支保の縦断方向の剛性を活用して達成するために、下半部を左右に分割し、片側2間ずつ同時に施工する試みを実施した。第2章と第4章、第5章で示した地山の変形挙動と支保部材の挙動も下半の施工としてはこの施工方法を実施した結果として得られたものである。

図4-7、図4-14、図4-15、図4-21、図4-27～図4-33に示した吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工の挙動からは、吹付けコンクリート内のひずみ計測で上半足付け部の測点の軸ひずみと曲げひずみに一部下半掘削の影響が見られるほか、取香トンネルの吹付けコンクリート・地山境界応力でも上半足付け部に、吹付けコンクリート接線方向応力では上半部全体で下半掘削の影響と見られる変化が確認されている。また、ロックボルトでも上半足付け部の一部に下半掘削の影響が見られるものの、全体としてはその影響は大きくない。さらに、地表面沈下量についても、既に示したように、上下半掘削の影響がひとつの複合切羽としてみなせるような影響となっていることから下半掘削の影響を上半掘削の影響と分離して評価できないものの、全体としては、図3-12に示す程度の地表面沈下量でトンネルが完成していることから、この施工による問題は発生していないものと判断しており、このような下半の施工方法が地表面沈下への影響を考えた効率的な下半掘削手順として適用可能な方法に成りうるものと考えられる。

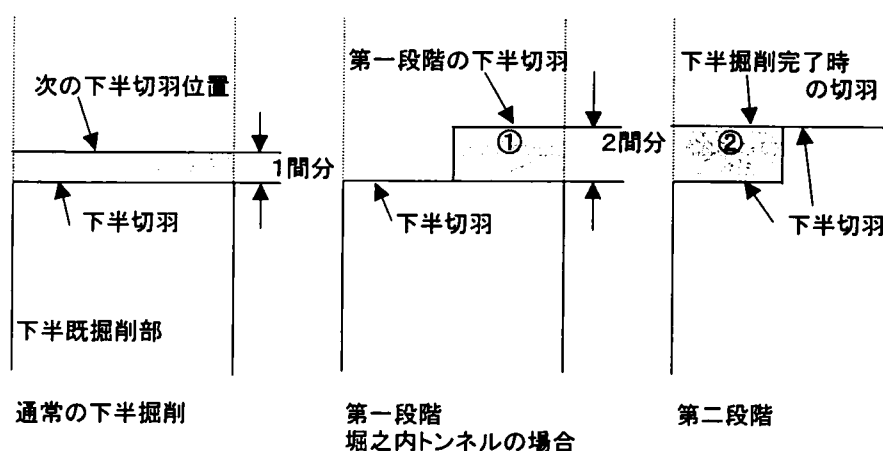


図6-7 下半掘削手順

第4節 現場計測の評価

第4章、第5章において支保部材に関する現場計測結果から支保部材の挙動の分析・評価を行なった。この結果から支保部材の挙動特性を把握するには、ショートベンチ工法、サイロット工法のトンネルの施工方法を問わず、トンネルの施工に応じて急激に変化を繰り返す支保部材の内部応力の変化に応じた細かな測定頻度が求められることが明らかとなった。

また、吹付けコンクリート・ロックボルト・鋼製支保工の発生応力とその変化挙動は、吹付けコンクリートではその厚さや地山との付着状況の局所的な相違と吹付けコンクリートの強度・変形特性がトンネル施工中に変化することが原因で、また、ロックボルトでは、ロックボルトの頭部の固定状況やボルト自体の地山への定着状況に一貫性のある施工が難しく、しかも地山・変位の発生状況と打設位置、方向、打設時期の関係により、その挙動が大きく異なることが原因で、さらに鋼製支保工では、吹付けコンクリートとの付着状態や継手の位置と固定方法、建込み精度が一定とならないことが原因となって、それぞれの条件を複雑に反映した結果としてしか得られないことから、現場計測によるこれら支保部材の挙動特性の詳細な把握には限界があることがわかる。

加えて、支保部材の現場計測には計器そのものの精度や設置条件など計測値そのものの信頼性に関する問題が残されているが、数値解析等で一般に取り上げる要素以外のこれらの要因によって、支保部材の挙動や応力状態が大きく影響を受けることが、各施工段階における各部材の挙動の対称性や再現性の検討から明らかになったと考えられ、数値解析による支保部材の設計とその結果の現場計測による確認と判定に当たっては、解析結果として得られる支保部材応力の信憑性も含め、これらのことを十分に考慮した取扱いが必要と考える。

第5節 結論

本章における支保部材の機能と設計に対する知見を整理すると、次のようになる。

- (1) 吹付けコンクリートの機能は必ずしもトンネル上載荷重を足元で支える形の軸力による抵抗という機能が主たるものではなく、支保として施工される形状に応じて、付着力やせん断力による抵抗と曲げまたは曲げ圧縮による抵抗を通して地山の変形の拘束という機能を発揮していると言える。また、その機能を十分に発揮するためには、吹付けコンクリートの設計要素として、厚さの要素よりも地山との付着力や、曲げ性能に主眼を置くことが重要である。
- (2) ロックボルトの長さ、本数、打設方向、打設時期の設定にあたっては、ロックボルトに求める機能に応じ、地中とトンネル壁面部の相対変位の発生時期、発生量とトンネル切羽の位置関係に基づいた考察が重要である。この考察によれば、トンネルクラウン部のロックボルトは、切羽前方3 mより前に達する長さで、鉛直上方より少し切羽前方に傾斜した角度をもって打設することが有効である。一方、 H/D が0.3以下の地山では、ロックボルトが機能を発揮するのに有効な地中とトンネルクラウン部の相対変位が発生しないため、このような打設方法は有効とはならない。
- (3) トンネル掘削後にトンネルクラウン部に打設するロックボルトの効果は小さいが、掘削後も地中とクラウン部の間に発生した相対変位が増大するような地山条件下や一度発生した相対変位が減少するような地山では、その相対変位の変化量に応じた効果は期待できると推定される。
- (4) 側壁部に打設するロックボルトについては、曲げによる沈下防止機能は、果たしているものの、期待する沈下防止効果を十分達成するためには、多くの打設本数が必要と考えられる。
- (5) 足元部に打設するロックボルトについては、ルートパイル工法による沈下防止杭の芯としての機能が最も効果的であると推定される。
- (6) 直接的にトンネルクラウン部の崩落防止を図る目的には、斜めボルトは効果的ではなく、この目的のためには、むしろ、短くても、支点を確実にした曲げ剛性の大きな材料を地山の崩落状況に応じて適切な角度で打設することが良いと考えられる。
- (7) 切羽ボルトとしては、高張力のロックボルトを多数打設するのではなく、ロックボルト打設のための削孔径を大きくして、定着材の芯としての機能をロックボルトに持たせるような設計が有効と考えられる。
- (8) 鋼製支保工は必ずしも軸方向部材として挙動せず、むしろ、吹付けコンク

リートと一体化した鉄骨コンクリートとしての挙動をすることから、地山荷重を鋼製支保工で受けるという考え方ではなく、吹付けコンクリート厚と鋼製支保工サイズのバランスを考え、吹付けコンクリートと鋼製支保工が一体となって機能する支保としての設計が必要と考えられる。

- (9) 地山が吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工により安定した後、に打設される二次覆工は、トンネル掘削に対応する応力部材としての機能よりは、その後の地山条件の変化に対応する機能を果たしていると考えたほうがよい。
- (10) 小分割施工、ベンチ長、インバート1施工長（1掘進長）とプレーンコンクリートによる施工、下半掘削の手順など、従来、設計か施工か区分がはっきりしない要素もひとつの設計要素として考慮することが必要であり、本章で確認できていないこの種の要素を含めて考えられる要素を整理すると、表6-2に示すようになり、これらの要素に対する検討も設計上重要な要素となるものとする。

表6-2 設計として考慮すべき要素

設計要素	方法
掘削の型 (トンネル縦断方向の断面分割)	ベンチ長 上半 下半 一間（ひとま）の幅 上半 下半 1インバート掘進長
時間	インバート閉合時期 ロックボルト施工時期

参 考 文 献

- 1) 藤森房司、寺戸幸雄、木村宏；谷本親伯計測結果にもとづくトンネル支保工の設計理論の検証と提案、第27回土質工学シンポジウム，1982.11
- 2) 横山章、寺戸幸雄、木村宏、池田宏；土かぶりの薄い未固結地山におけるトンネル支保材の挙動について、第15回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，1983
- 3) 木村宏；土被りの浅い未固結地山における施工方法とロックボルトの挙動の関係について第25回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，1993.2
- 4) 木村宏；被りの浅いトンネル施工と計測、観測施工におけるトンネルの設計と計測技術講習会テキスト、建設機械化協会関西支部，1985.5
- 5) G、ザウアー、谷本親伯；NATM 設計・施工の問題点と対策—22の原理（L. ミューラの講演会から）、トンネルと地下、Vol.10、No11

第 7 章 土被りの浅い土砂地山におけるトンネルの破壊

第 1 節 序論

第 2 章および第 3 章で示した土被りの浅い土砂地山のトンネル周辺地山と支保部材の挙動からもわかるように、この種の地山におけるトンネルは、設計、施工の適否が直接的に地山の变形やトンネルの安定に影響を及ぼす特性を有している。さらに、トンネルの変状や破壊といった工世上回避しなければならない事故が発生しやすい。

土被りの浅いトンネルの变形や破壊に対しては、一部の事故を除き、各種の事情によりその実態や原因についての情報が公開されることが少ない。したがって、この種の問題の研究は、もっぱら、室内実験や解析によって進められている。特に、Cambridge 大学では、遠心載荷装置を使った模型実験と Limit Analysis や有限要素法を用いて、その発生メカニズムや基本的な破壊モード、破壊特性に関する研究が、粘土地盤や砂地盤に対して行なわれてきた。その代表的な研究は、参考文献 1) から 7) に示すとおりである。

本章では、第 2 節で、これら既往の研究を整理し、さらに、4 つのトンネルにおけるトンネル変状の事例からこの研究成果を検証し、トンネル周辺地山の破壊に至る変形挙動特性とトンネル破壊の形態（トンネルの破壊モードと呼ぶ）の特性を検討する。また、第 3 節では、このようなトンネルの破壊モードに対応して、トンネルの破壊とその過程を特徴づける指標を提案し、その指標に基づくトンネル破壊のメカニズムについて考察する。

第 2 節 トンネルおよびその周辺地山の破壊に関する既往の研究と現場計測からみたトンネルの破壊

2-1 トンネル周辺地山の破壊

(1) 模型実験からの考察

土被りの浅い地山を対象とした模型実験によるトンネル周辺地山の破壊の研究は、Cambridge 大学を中心に遠心載荷装置を用いて行なわれてきた。^{1) 3) 4)} 対象とする地山は砂、または、粘土である。遠心載荷装置に供されるトンネルの模型は、トンネル横断方向やトンネル切羽を含むトンネル縦断方向の平面ひずみ状態を模したもので、重力場でのトンネルの破壊を再現した実験となっている。

実験結果から、トンネルの横断面内や切羽を含む縦断面内の地山の破壊が発生

する条件やトンネル切羽およびトンネル周辺地山の局所的な崩落の条件について知見が得られている。

最初に、トンネル横断面内でのトンネルの破壊を考える。粘性土に対する模型実験³⁾によれば、トンネル横断面内の地表および地中の沈下分布は、図7-1に示すような正規分布曲線状を呈し、その形状は、次式で与えられる。

$$S/S_s = \exp(-x^2/2i^2)$$

ここに、 S : 地表面沈下量

S_s : トンネルセンターライン上での地表面の最大沈下量 ($=S_{\max}$)

x : トンネルセンターからの離れ

i : 変曲点のトンネルセンターからの離れ

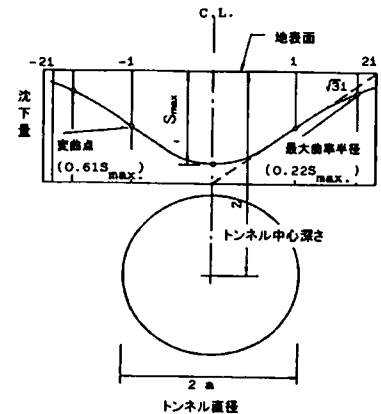


図7-1 正規分布曲線で表されるトンネル横断方向地表面および地中の沈下分布

さらに、この変曲点の位置は、図7-2³⁾に示すように、トンネルが破壊に近づいてもほとんど変わらない³⁾。また、図7-3(a)(b)⁶⁾には、トンネルの破壊に至る過程の地山のせん断ひずみの分布とクラックの発生状況が示しているが、これによると、トンネルが破壊に近づくにつれて、トンネルクラウンとスプリングラインの間の周縁部に、せん断ひずみが集中して、これが、地表にまで広がって不連続面を形成してトンネルが破壊していくことがわかる。ここで、図7-3を図7-1および図7-2と照合して考えると、この不連続面は、方向としては、鉛直に近く、地表面では、

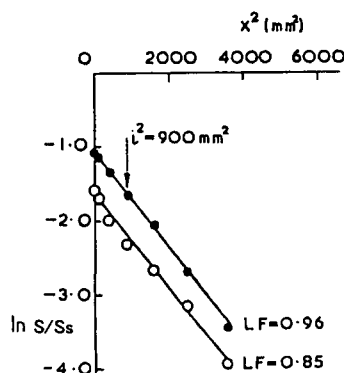


図7-2 地表面沈下量増大に伴う正規分布曲線の変曲点の位置³⁾

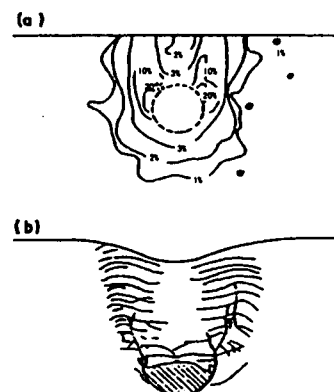


図7-3 粘土地山におけるトンネル破壊時の地山せん断ひずみ分布と地山内クラック状況³⁾

正規分布曲線で表される地表面沈下分布曲線の変曲点付近に達しているとみなすことができる」と推定される。これに対して、密な砂質土に対する模型実験⁷⁾の結果からは、図7-4に示すようにトンネル側壁付近から地表面に至る明確な鉛直方向の分離面が生じ、トンネル直上部分の砂がトンネル空間に落ち込む形で地山の破壊が発生することが示されている。

したがって、粘性土と砂質土が層状をなすような一般の未固結土砂地山においては、図7-3と図7-4の中間的な破壊が発生するものと推定されるが、いずれの場合でも、土被りの浅い未固結土砂地山のトンネル横断方向の地山の破壊は、トンネル側壁と地表面を結ぶ鉛直方向のせん断面が発生して、トンネル直上の地山がトンネル空間内に落ち込むモードで発生すると考えて差し支えないと思われる。さらに、極言すれば、この破壊モードにおける粘性土と砂質土の相違は、ここで発生するせん断面の鉛直性の相違にあり、基本的なモードとしての相違はないと考えられる。

次に、トンネル縦断面内での破壊を考える。トンネル縦断方向の破壊モードは、横断方向の破壊モードと同様に、トンネルと地表面の幾何学的な位置関係（C/D ここに、C：土被り、D：トンネルの直径）、地山のせん断強度の2つの要素に関係するほか、図7-5²⁾に示すように、無支保区間の長さPによって大きく異なってくる。無支保区間 $P=0$ の場合は、図7-6（a）⁴⁾に示すような、切羽がトンネル内に押し出される形で破壊されることにより、トンネル上方地山が抜け落ちる形で崩壊する。

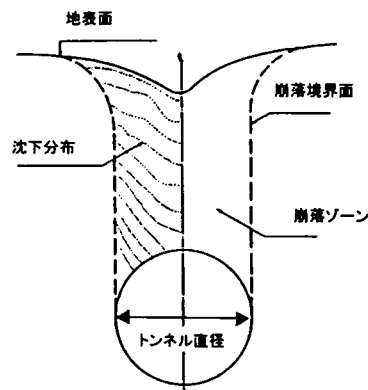


図7-4 密な砂地山におけるトンネル破壊時の地山崩落状況⁷⁾

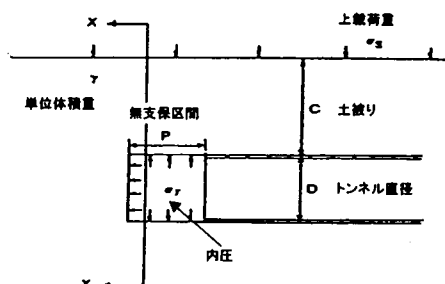


図7-5 トンネル縦断方向の破壊モードを考えるトンネルと地山の幾何学的条件⁶⁾

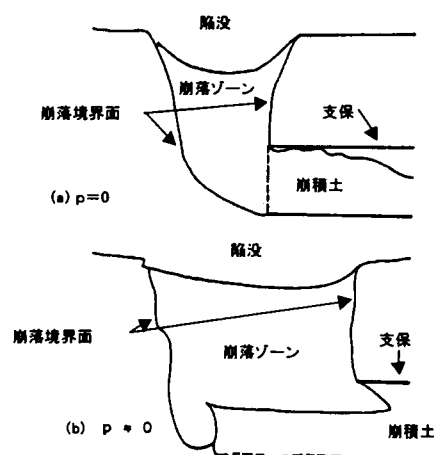


図7-6 無支保区間の長さの相違によるトンネル縦断方向の破壊状況の相違

一方、無支保区間が長くなると、図7-6 (b) ⁴⁾ のように、切羽を中心とするゾーンの破壊から、無支保区間が落ち込む形態での破壊になる。

(2) 解析結果からの考察

(1) 模型実験から得られたトンネル破壊モードは、塑性力学における Upper Bound Theorem を用いた E.H.Davisらにより Limit Analysis によ検討が加えられている²⁾。

この結果によれば、トンネル横断方向のトンネルの破壊モードは、 C/D が1～2の場合は、図7-7 ²⁾ のようなモードになる。また、トンネル縦断方向のモードは、無支保区間 $P=0$ の場合、図7-8 ²⁾ のようになる。

これらの破壊モードは、前述の模型実験を裏付けるものである。トンネル横断面の破壊はトンネル側壁部から上方に向かう、せん断面が地表に達してトンネル上部の地山がトンネル内に落ち込むモード、トンネル縦断面内の破壊は切羽がトンネル内に押し出されるか無支保区間が崩落してトンネル上部の地山が落ち込むモードで発生すると考えられ、土被りの浅い地山にトンネルを掘削した場合に生じる典型的なトンネルの破壊モードを示していると考えられる。

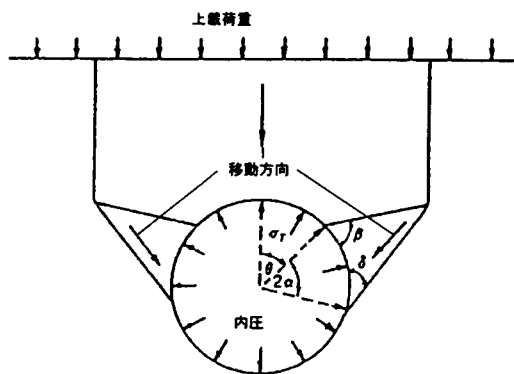


図7-7 土かぶりの浅いトンネル
横断方向破壊モード(Limit
Analysis)

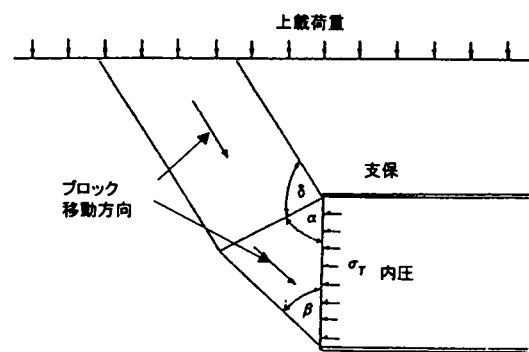


図7-8 土かぶりの浅いトンネル縦
断方向破壊モード $P=0$ の場
合 (Limit Analysis)

(3) 現場計測からの考察

現場計測からのトンネルの破壊の考察は、次の4つのトンネルでの破壊事例について行う。

- (a) 堀之内トンネル
- (b) 栗山トンネル
- (c) 国分川分水路
- (d) 大川平トンネル

このうち、(1)、(2)および(4)については、明確なトンネル周辺地山およびトンネル支保に破壊が生じた例であるが、(3)については、地山内に破壊が発生していると想定されるものの、トンネル支保には特段の変状が見られなかった例である。

(a) 堀之内トンネルの例⁸⁾

1) 現地の状況

堀之内トンネルの概要については、第2章第2節において示しているが、地質縦断面図と地山物性の詳細および基本的な支保部材については、図7-9、表7-1および図7-10に示すとおりである。

トンネルの破壊は、図7-9の矢印で示した位置、坑口から約25mの位置で発生した。この付近は図7-11と図7-12に示すように、土被りが4.5m～6mで、地

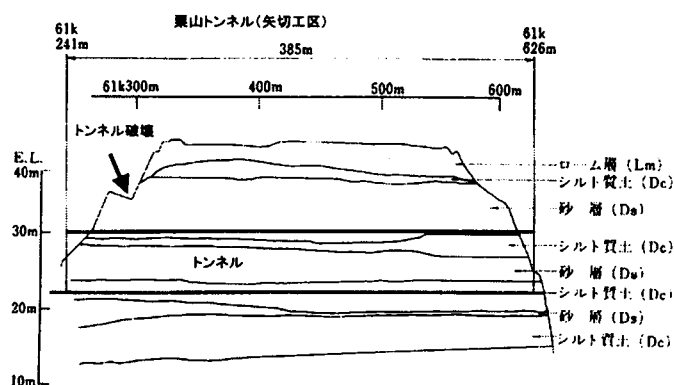


図7-9 堀之内トンネル地質縦断面図

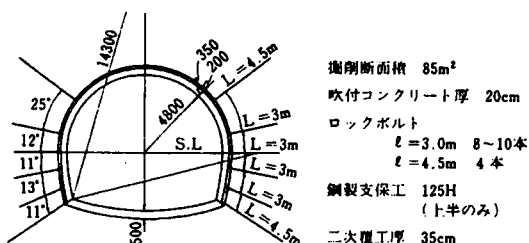


図7-10 堀之内トンネルの断面形状と支保

表7-1 堀之内トンネルの地盤物性値

試料採取位置	土質分類	一軸圧縮強度 N/cm ²	EP (一軸圧縮強度) N/cm ²	EP (三軸圧縮強度) N/cm ²	粘着力 N/cm ²	内部摩擦角 degree	間隙比	含水比 %	飽和度 %
-6.00m ~-10.00	中～細砂	3.9	510	524 ~797	1.1	36.6	0.82	26.6	85.7
-10.00m ~-13.00	砂質シルト	3.7	115	493 ~1010	2.4	35.4	0.79	27.0	90.5
-13.00m ~-17.00	細～中砂	7.3	462	709 ~1160	3.6	35.1	1.05	37.7	93.5
-17.00m ~-21.00	シルト質細砂	38.7	4866	1095 ~1278	12.5	36.5	1.07	38.4	96.5
-21.00m 以下	シルト混り細砂	52.3	5405	1010 ~2207	15.4	36.6	0.90	33.2	97.6

表面はトンネル縦横断両方向にわたり傾斜面となっている。トンネル縦断方向としては、坑口から上り傾斜が約15m続き、その後、下り傾斜となっている。一方、横断方向には、約30度の勾配で傾斜した斜面であり、トンネルと地表面の最少の土被りは約2.5mである。ここで発生したトンネルの破壊は、図7-13に示すように、地表にはトンネルセンターラインから約3m山側の位置、斜面の麓に直径約1.5m、深さ1.0mの陥没穴と斜面上の地山に平行な2本の亀裂の発生、最大約40cmの地表面および天端沈下の発生、さらに、図7-14と図7-15に示すように、上下半境界付近から開削二次覆工完了部との境界にかけての区間の吹付けコンクリートの大きなクラック発生という形で発生した。この吹付けコンクリートのクラックは、上下半の境界付近のものが主体で、ちょうど鋼製支保工と一体となった吹付けコンクリートによるトンネルの縦断的な支保の連続性を断つような構造的なクラックとなっている。

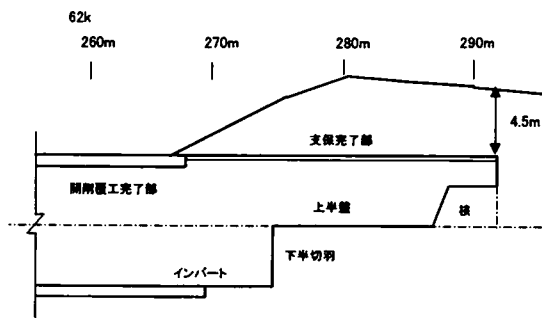


図7-11 トンネル破壊発生地点の地山およびトンネルの位置関係（トンネル縦断方向）

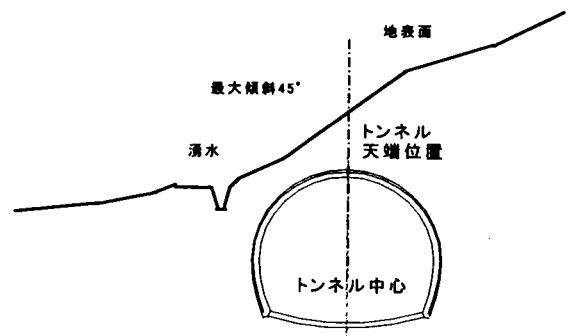


図7-12 トンネル破壊発生地点の地山およびトンネルの位置関係（トンネル横断方向）

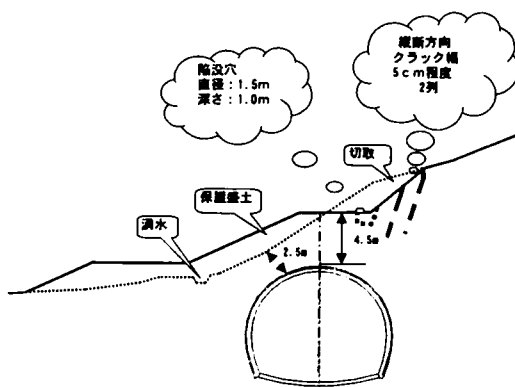


図7-13 トンネル破壊時の地表面の状況（トンネル横断方向）

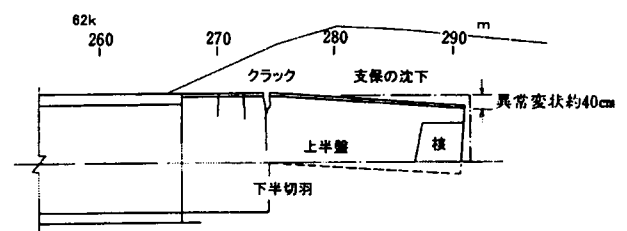


図7-14 トンネル破壊時のトンネル縦断方向の状況

2) トンネル破壊の経緯

トンネル破壊の経緯は、次のとおりである。トンネルの工事は、坑口開削部の覆工コンクリートが61k291.5mまで完了し、上半切羽が61k291.5m、下半切羽が274.75mまで達した状態であった。上半切羽部では、切羽面とアーチ部の一次吹付けコンクリート5cmが終わり、鋼製支保工125Hの建て込み、二次吹付けコンクリートの作業中に突然切羽右肩部の天端より3～4m³の土砂が崩落した。次いで、下半付近（61k274.25m地点）のアーチからクラウン部に発生したクラックが加速度的に拡大し、約1時間で上半シェルの切羽側が約40cm沈下した（図7-14）。

3) トンネル破壊のメカニズムの検討

a) トンネル縦断方向の地表面と天端沈下の分布曲線による検討

図7-16には、トンネル切羽の位置とその時点での61k270m～330m間の地表面および天端の沈下状況をトンネル縦断方向の沈下分布として、また、図7-17には、各測点間の沈下量の差を測点間距離で割った値（沈下勾配、傾斜あるいは単純せん断ひずみ）の変化を上半切羽の進行に伴って分布図として示した。

これによると、上半切羽の進行に伴って、切羽近傍の各測点間の沈下勾配（傾斜）が徐々に増大し、また、沈下勾配の大きな区間が上半切羽を含む区間から切羽通過直後の区間と変化している様子がわかる。また、切羽近傍の区間に注目すると、上半切羽が進行していくにつれて、切羽直近の後方の区間で沈下勾配が急速に増大してトンネルの破壊につながっていく様子がわかる。この状態は、トンネル直上地山は、切羽付近の地山のせん断状態が進行して、最も厳しいせん断状態の場所でトンネルの破壊が生じている事を示すものと理解できる。

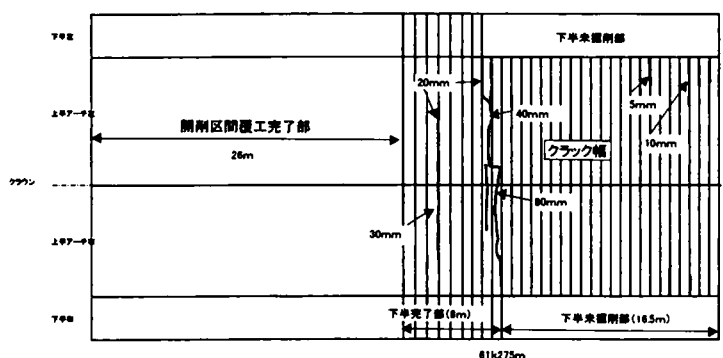
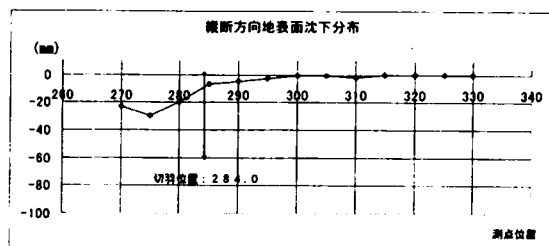
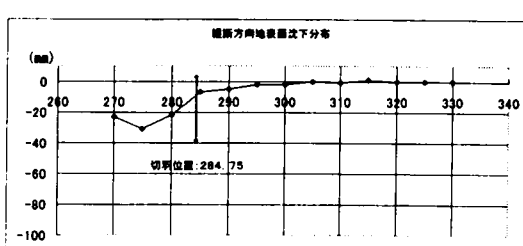


図7-15 トンネル破壊時の吹付けコンクリートクラック状況

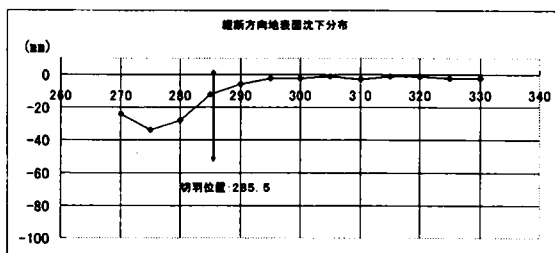
①



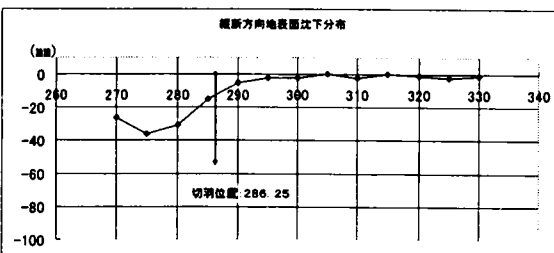
②



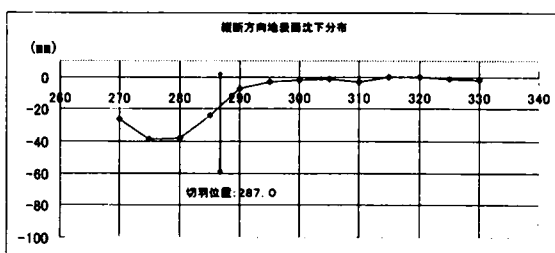
③



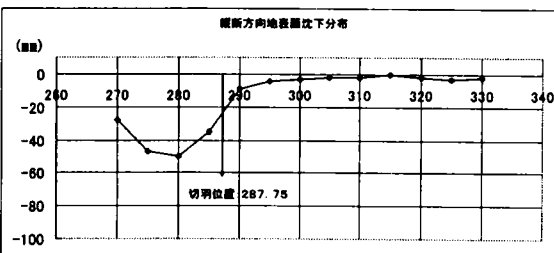
④



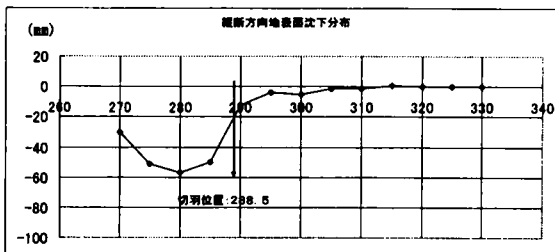
⑤



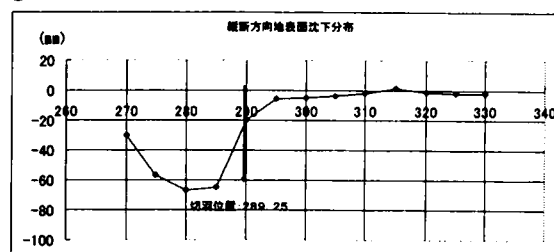
⑥



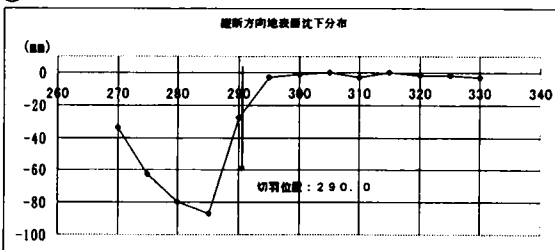
⑦



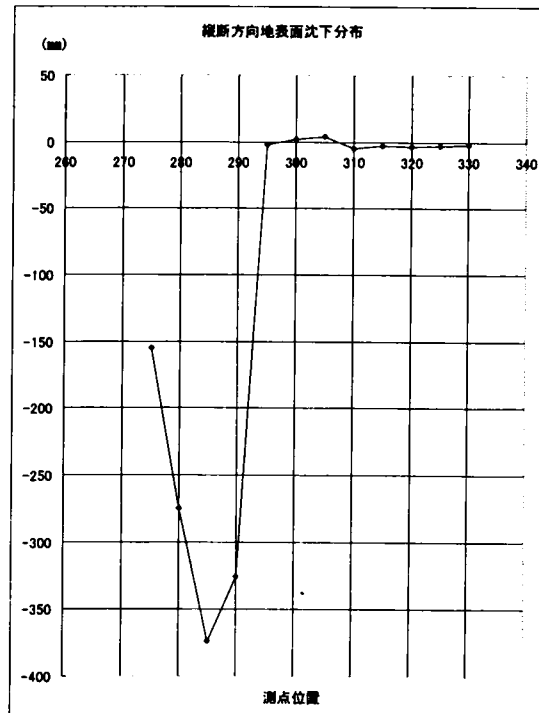
⑧



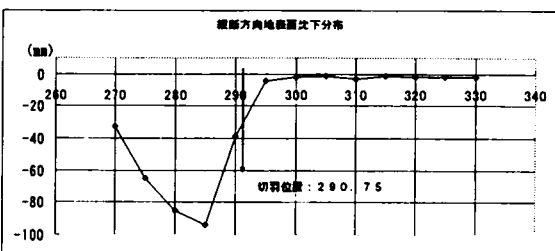
⑨



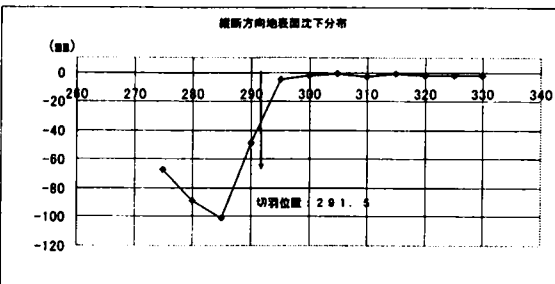
⑫



⑩



⑪



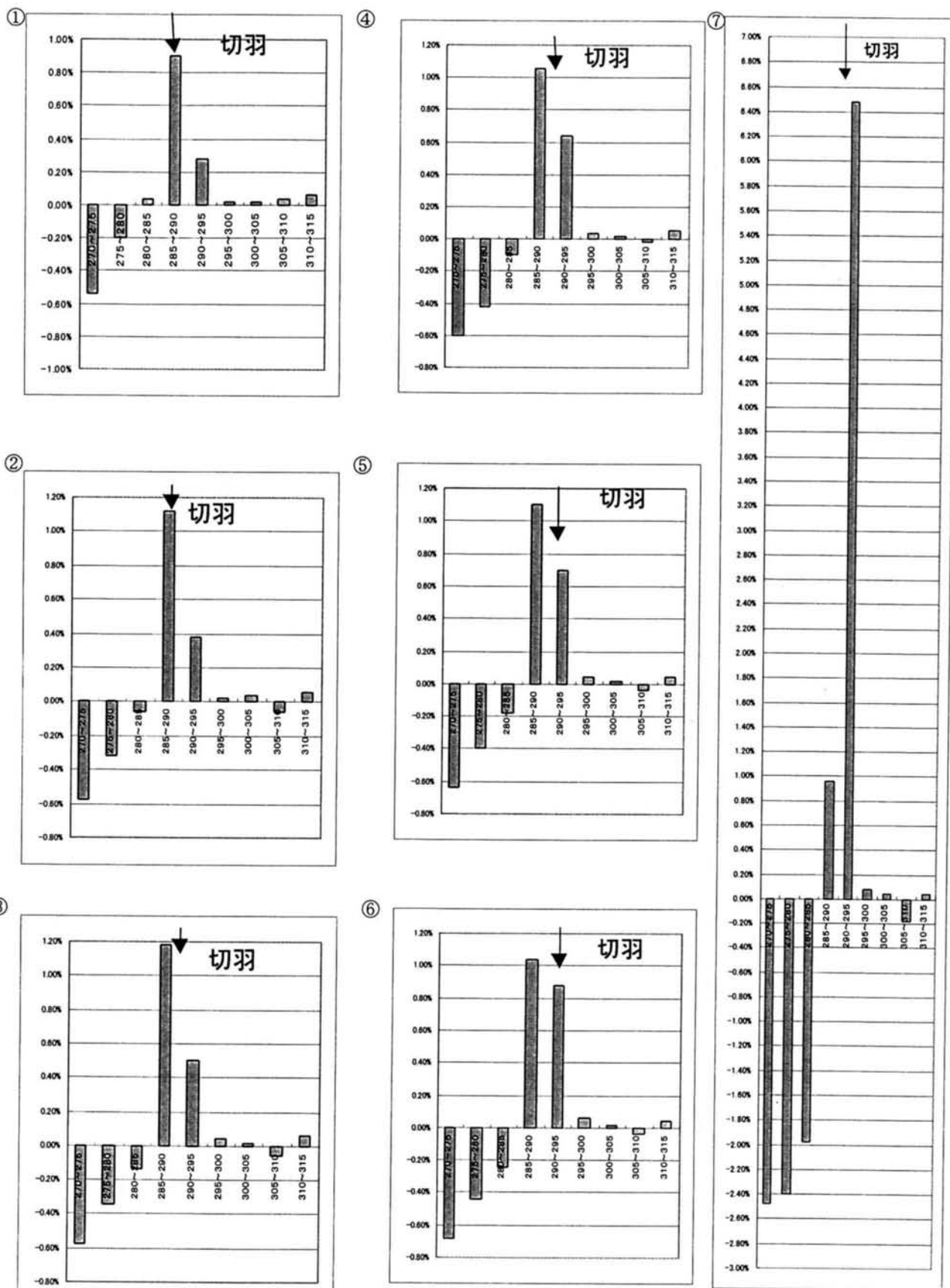


図 7-17 切羽進行に伴う単純せん断ひずみの変化

また、図7-18～図7-20には、61k275m、280m、285m、地点の地表面沈下量について、各測点での上半切羽通過時の沈下量を基準にした値として上半切羽の測点からの離れとともに示してある。●が実測値であり、○は、図7-21に示すモデルでの三次元弾性解析結果である。土被りは1D、トンネル形状は円形、ショートベンチ工法の再現は、トンネル上半の相当する部分を削除することでシミュレートしている。この三次元弾性解析結果は、土被り、トンネル径等の幾何学的条件が一定の条件下で生じるトンネルクラウン直上の沈下量を示す一種の特

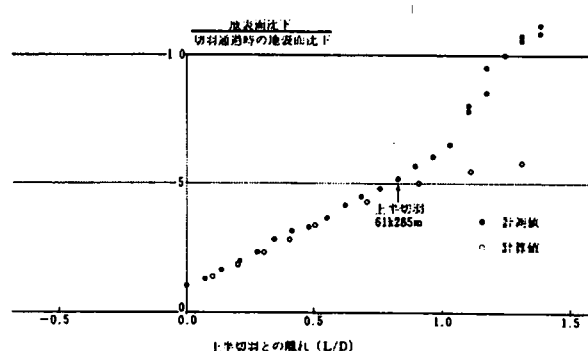


図7-18 地表面沈下の特性曲線 (61k275m)

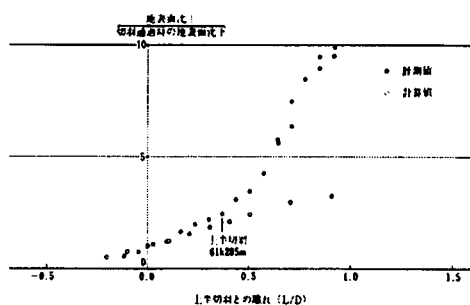


図7-19 地表面沈下の特性曲線 (61k280m)

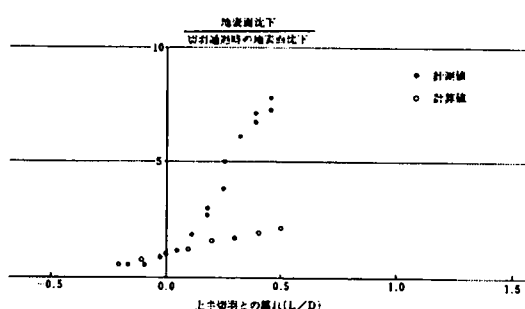


図7-20 地表面沈下の特性曲線 (61k285m)

性曲線と位置付けられるものである。

この両者を比較してみると、各測点とも、上半切羽が概ね61k285m地点に達するまでは実測値と解析結果が一致している。しかし、上半切羽がこの地点を超えて進行するに従い、実測値は解析結果に比較して急激に大きな値となっている。このことは、上半切羽が61k285m地点を通過した以降、上半支保の施工が完了した区間に大きな沈下が発生していることを示しており、この時点を境に、地山の挙動にそれまでとは異なった異常な変化が始まったものと判断される。

さらに、図7-22と図7-23には、61k270m地点～295m地点間の地表面および天端沈下量を上半切羽の測点からの離れに対するグラフとして表している。この表記方法によれば、一点鎖線、破線、実線でつないだ折れ線がそれぞれの時点における地表面と天端の沈下のトンネル縦断方向の分布曲線を表す

ことになる。地表面、天端、どちらの沈下量も上半切羽が61k285m付近に達した時点から急激に増加をはじめている。また、上半切羽が61k290m地点達した時点では、切羽近傍の測点（図中の●、△の点）の方が後方の測点（図中の□、○の点）に比べて大きな沈下が生じているという特異な沈下分布を示した後、トンネルの破壊に至っている。

この状態がどのようなメカニズムで生じた挙動かを考えるために、地山と支保に対して図7-24に示す構造モデルを考えてみる。このモデルは、吹付けコンクリートと鋼製支保工で構成された半割りパイプ状断面の構造系が地山と一体となってトンネル空間を支え、トンネル掘進に伴って切羽付近の地山のせん断状態の進行と並行して、開削部の覆工打設完了区間と切羽前方地山を支点として撓んでいく過程を再現しようとするものである。

ここでは、地山と吹付けコンクリートと鋼製支保工からなる支保がそれぞれの断面積と剛性に応じた連結された梁と仮定し、この梁が地山のアーチ効果を表すバネと坑口開削部の合成の高い覆工構造を表す支点バネによって支えられている構造として示してある。また、開削工法によって構築が完了した区間は支点バネ

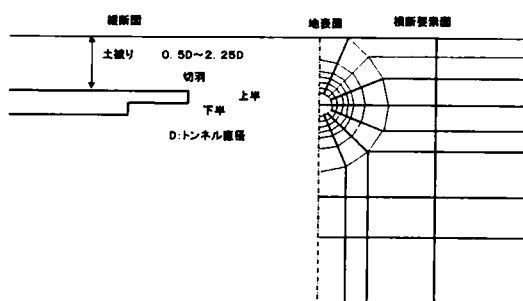


図7-21 三次元FEM解析モデルの概要

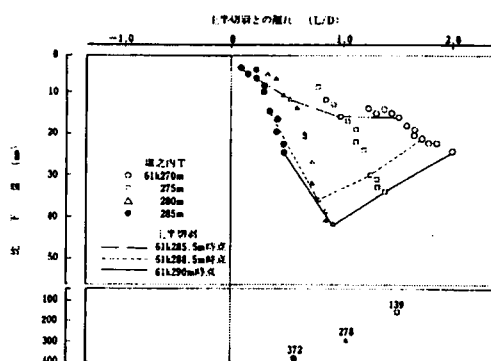


図7-23 切羽進行に伴う天端沈下

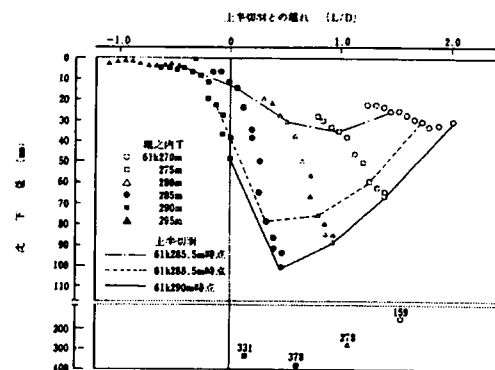


図7-22 切羽進行に伴う地表面沈下

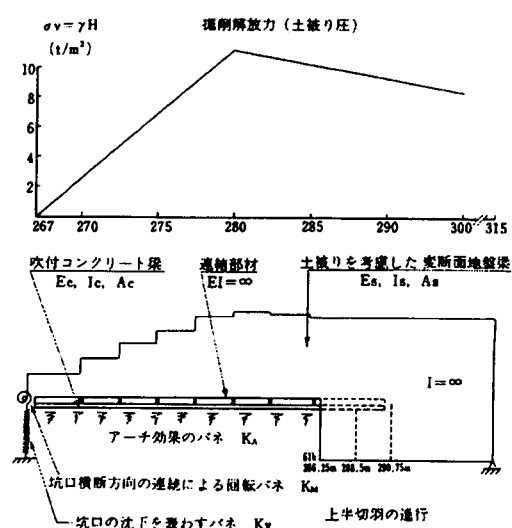


図7-24 地盤梁バネモデルによる地山と支保の構造モデル

Kv、また、この区間より坑口側に地山も支保もなく、この支点に対して、トンネル縦断方向の支保構造体が回転する変形を考慮するために回転バネ Km を取りつけた。土被りが変化する地山は、土被り高さを考慮した単位幅の地盤梁、吹付けコンクリートを主体とする支保構造体もトンネル縦断方向を長手方向とする単位幅の連続梁でモデル化している。さらに、地山と支保が一体的に梁として挙動することを再現するために、地山と支保それぞれの梁を $EI=\infty$ の剛な連結部材で結ばれた構造としている。また、地山と半円形の支保構造が発揮するトンネル横断方向のアーチ効果は、これらの梁を支持する地盤バネ K_A でモデル化している。

Kv、Km、 K_A の各バネ値は、地山の沈下が加速度的に増大する限界の点、すなわち、図7-20に示した61k285m地点の地表面沈下が特性曲線に最後に一致している上半切羽が61k286.25m地点にあるときの表面沈下量に地盤梁のたわみが一致するように設定した。その値は、表7-2に示すとおりである。また、上半切羽位置が61k285.25m地点からトンネル破壊直前の290.75m地点まで進むことをシミュレートするために、切羽より先は $EI=\infty$ の地山梁とし、その地盤梁の中にトンネル破壊直前まで地表面沈下がほとんどで発生していなかった61k315m地点を支点とする仮定の吹付けコンクリート梁と連結部材を考えた。掘削は、掘削部分の地山と支保部材からなる梁の剛性を既掘削部と同じ値にし、土被りに相当する荷重をこの梁の上に載荷することでシミュレートした。

図7-25、7-26には、地盤梁モデルで地盤の弾性係数を3段階に変化させた時の地盤上面の沈下分布と実

表7-2 地盤梁モデルの初期バネ値

構築完了部の支点ばね Kv	1MN/m
構築完了部の回転ばね Km	20MN/rad
地盤ばね K_A	2MN/m ²

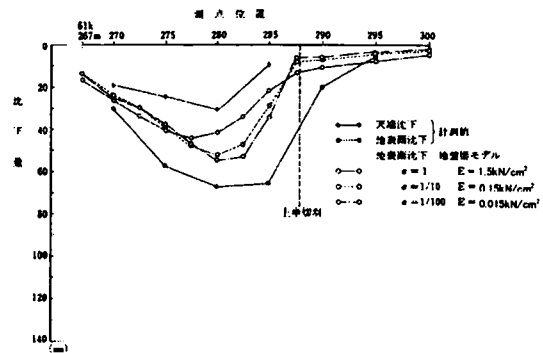


図7-25 地盤バネモデルによる地表面沈下曲線（上半切羽位置：61k288.5m）

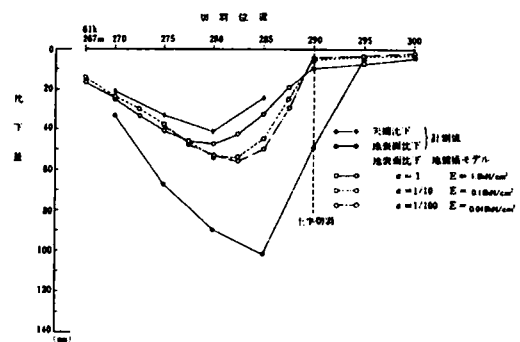


図7-26 地盤バネモデルによる地表面沈下曲線（上半切羽位置：61k290.75m）

測の縦断方向地表面沈下分布と天端沈下の分布を2つの上半切羽位置に対して示している。この図から、次のことがわかる。

- ・ 解析より得られた分布形状は実測の地表面沈下分布によく類似した分布モードを表しているが、その変形量は切羽前後の位置で大きく異なっている。一方、解析結果は、実測の天端沈下分布と分布モード、沈下量ともによく類似している。この2つの傾向は切羽が進行し、トンネルが破壊に近づくにしたがい顕著になっている。
- ・ 地盤の弾性係数 E の低下に伴い、地盤梁モデル部分の沈下分布の極小値位置が切羽側に移動していく。これらの原因としては、解析モデルでは、剛性 ($E_s I_s$) を非常に大きな値としていることにあと考えられる。

また、図7-25、7-26の61k290m地点の沈下量に着目してみると、解析結果では沈下量にあまり差が見られないのに、実測結果では2倍の沈下量になっている。このことは、実際の地山では、切羽が近づいてくる過程で既支保完了区間の長さが増大して、切羽直前の地山の負担が増大し切羽直前の地山の剛性が低下していったことを示していると考えられる。しかし、図からはその先行沈下が切羽前方5m以遠には達していないことから、この剛性低下は、切羽直近の前方区間に限定されるものと推定できる。

一方、この2つの時点の間に、61k280m、285m両地点では、既支保完了部であるにもかかわらず、290m地点同様かそれ以上の沈下増が測定されている。しかし、解析結果では、沈下量の増分はわずかである。このことは、支保完了区間における地盤と支保のアーチ効果を示すばねが実際にはかなり低下していることを示しており、地盤と支保部材からなる支保全体としての剛性がこの間に大きく低下していることを示していると推定される。したがって、この剛性低下と切羽直前の地山への支保負担の増大に伴う先行沈下の増大が支保完了区間での地表面沈下解析結果と実測値の絶対値の相違と天端沈下量の類似の要因であると考えられる。

b) まとめ

a) の考察から、堀之内トンネルのトンネル破壊過程における支保と地山のトンネル掘削に対する挙動のメカニズムは、図7-24に示す構造モデルを用いて次のようにいうことができると考える。実際のトンネル掘削による切羽の進行は、この構造モデルの地盤梁モデルで示される支保完了部分のスパンの増大として表される。このスパンの増大は、支保完了部のたわみの増大と切羽前方直近の地山への鉛直荷重の増大を引き起こす。次に、切羽前方直近の地山への鉛直荷重の増大は、この部分の沈下量の増大を生じさせ、さらに、この部分の地山の剛性を低下させる。このようにして生じた支保完了部分や切羽近傍の鉛直沈下量の増大は、切羽前方へはあまり広がらず、切羽前方とこの沈下量増大部分に大きな相対変位

量が発生する。この相対変位はトンネル縦断方向のトンネル上方地山の連続性を断つせん断ひずみの大きさを示すものと考えられ、切羽の進行に伴って、場所こそ変わるものの、繰り返され、支保完了部分と切羽前方の相対変位量が一層増大し、限界に達してトンネル上方地山のトンネル縦断方向の連続性を断つように切羽付近の地山が破壊することになる。

この地山の破壊が支保完了部の地山と支保の全体的な安定を損ない支保の変状と更なる地山の破壊を発生させる。

(b) 栗山トンネルの例⁹⁾

1) 現地の状況

栗山トンネルの概要は、第2章第2節で示しているが、地質の詳細については、図7-27、表7-3に示すとおりである。地質は、いわゆる成田砂層であり、(a)堀之内トンネルの例とほとんど同じと考えられる。

ここで検討する場所は、図7-28に示す断面形状と手順でトンネルの施工が行われている。トンネルは、図7-29に示すように、標高25mの洪積台地上る傾斜角約35度の斜面にほぼ直交する形で坑口が設置され、2%の下り勾配を持ち、坑口から平坦部までは延長約15m、平坦部での土被りが約9.5mになるように計画されていた。トンネル横断方向には、ほぼ平坦な地形である。トンネルの破壊は、図7-27の矢印で示した位置、坑口から約40m付近で発生した。

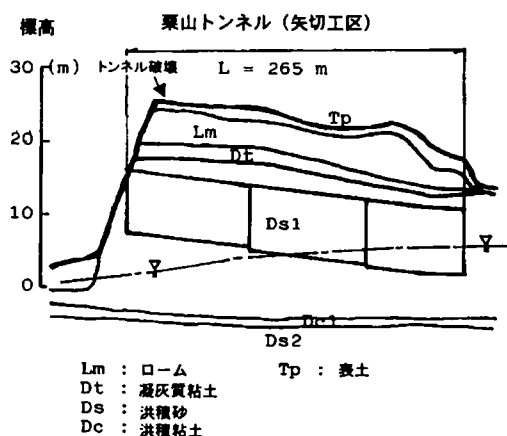


図7-27 栗山トンネル地質縦断図とトンネル破壊位置

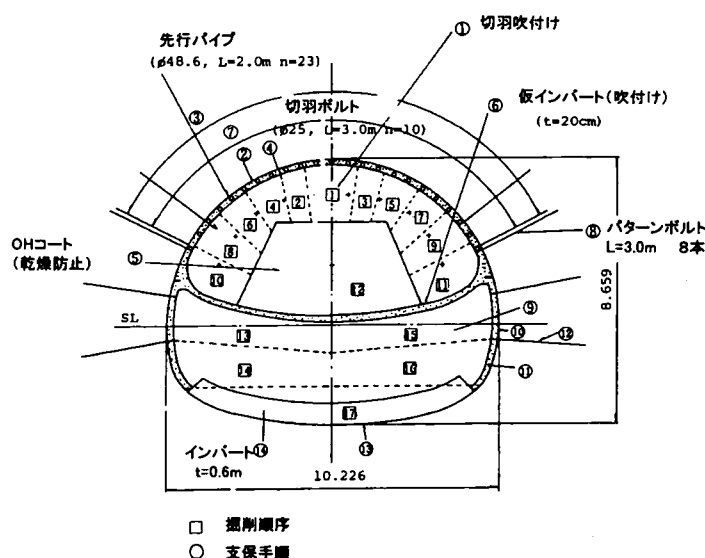


図7-28 栗山トンネル断面形状、支保部材配置と施工手順

表7-3 栗山トンネルの地盤物性値

地層名	第四紀洪積層 (成田層)	
記号	Dt 凝灰質粘土	Ds1 細砂
単位体積重量(γ_t) kN/m^3	15~16	18~19
粘着力(c) N/cm^2	2~4.8	0~7
内部摩擦角 度	0~18.2	33.8~38.7
弾性係数(E) N/cm^2	144~1030	1840~5070
ポアソン比	—	0.35
間隙比	2.17~2.57	0.84~1.05
含水比(コアサンプル%)	67.9~94.4	23.0~37.3
(切羽試料)		11.0~18.1
飽和度 %	98.3~99.4	85.6~95.5
一軸圧縮強度(q_u) N/cm^2	3.5~29.7	3~5
E50(一軸) N/cm^2	144~1030	
E50(三軸) N/cm^2		1840~5070

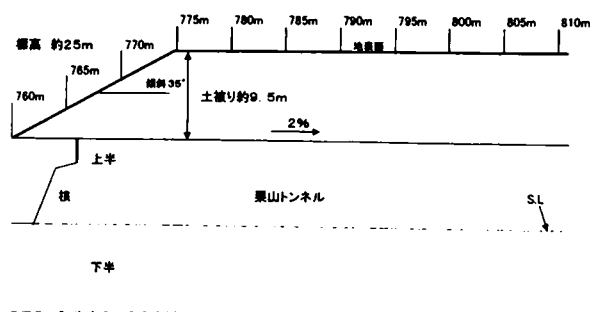


図7-29 栗山トンネル坑口部の地形状況

2) トンネル破壊の経緯

トンネル破壊に至る経緯は、次のとおりである。

トンネル破壊の約1ヶ月半前に2 k 7 6 0 m地点に坑口付けを行い、斜面に向かってショートベンチ工法で上半掘進を開始した。上半切羽が6 m入ったところで、斜面のり肩部2 k 7 8 0 m地点の地表面にトンネル横断方向の最初のクラックが発生し、上半切羽が進んでいくにつれて、このクラック発生が上半切羽位置とある一定の幾何学的関係を持って、次々に発生していった(表7-4参照)。下半切羽は17 m遅れ、インバートは下半切羽から3 m遅れて掘進を開始し、それぞれほぼ14~15 m、5~6 mの離れを保った状態で上半と並進する形で掘進が進められた。

そして、上半切羽が2 k 7 9 0 mを過ぎたあたりから上半アーチ部での土砂崩落が顕著に見られるようになり、トンネル破壊の前日、上半切羽が8 0 0 m地点に達した時には、上半右アーチ部の先行パイプが土砂荷重により大きく沈下する状態が発生していた。一方、この時点の地表面沈下量も増大しており、坑口付近の斜面部で約120 mm、平坦部の下半掘削完了部でも50から100 mmに達していた。さらに、地表面の横断方向クラックの発生は、切羽から最も遠い位置で2 k 8 0 3 m地点で確認されていた。トンネルの破壊は上半が8 0 1 mの掘削を完了し、下半が7 8 4 m、インバートが7 8 0 mまで掘削が完了した時点で発生した。

ここで発生したトンネルの破壊は、図7-30~図7-31に示すように、地表面にトンネルを囲むような幅20~30 mmのクラックの発生、吹付けコンクリートと鋼製支保工からなる上半の支保には、切羽部分での約15 cmの沈下と、上半足元部とアーチ部に対する複数のクラックの発生という形で現れた。ここで特に興味深いのは、地表面クラックの形状が図2-20で示したように、一般に

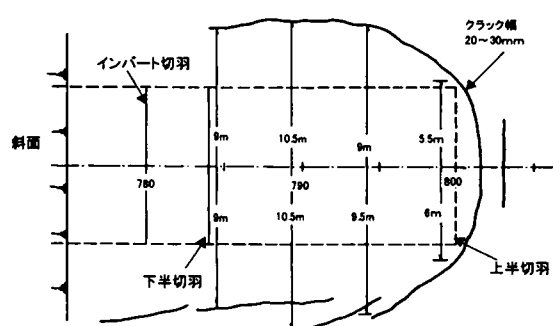


図7-30 トンネル破壊時に地表に発生したクラック状況

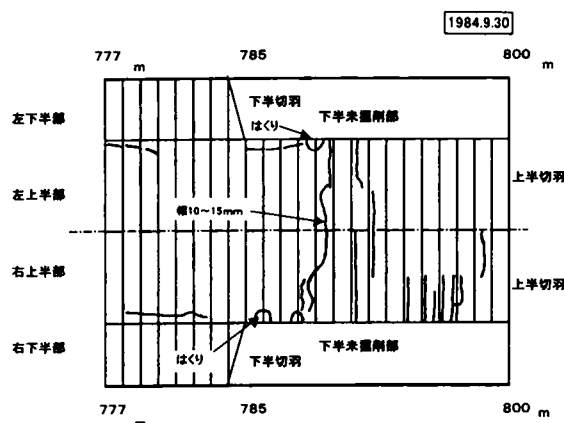


図7-31 トンネル破壊時の吹付けコンクリートクラック状況

見られるトンネル掘削に伴う切羽と既掘削完了部周辺の地表面沈下コンターとはほぼ同じ形状であることと、上半切羽から後方約10m（1D 後方）付近まではトンネルを囲む直径約19mの同心円状、それより後方ではトンネル側壁にほぼ平行であること、さらに、この同心円から平行に変わった部分で支保のアーチ部にクラックが発生している点である。

また、前述のとおりトンネルの破壊が発生する約1ヶ月前から、トンネル上方の地表面においては、トンネル切羽前方でトンネル横断方向のクラックが確認されていた。その発生状況の詳細は、表7-4に、そのときの地表面形状、地表面と切羽、クラックの位置関係は、図7-32に示すとおりである。このクラックは、地表面が引張力を受けて発生したようにクラック両側の地面には段差が見られず、幅も1～5mmと狭く、深さも浅いテンションクラック状を呈している。図7-33には表7-4の③、⑥、⑧、⑩、⑪の時点のトンネルセンターラインに沿ったクラウン直上の沈下分布曲線とその曲線の勾配の増減を示す指数（第3章の曲げモーメント指数）の分布をクラックの発生エリアとの関係で示す。この指数が負の区間は沈下分布曲線が上に凸であることを、反対に正であることは下に凸であることを示す。

これによれば、地表面に横断方向クラックが発生する区間の地表面では沈下分布が上に凸の形状を呈している。また、上半切羽が斜面中にあるときは曲げモーメント指数は上半切羽位置を含むその直後の区間で、上に凸状の沈下分布曲線の曲率が大きくなっており、地表面にクラックが発生している場所とこの曲率の大きな区間とのずれが生じているものの、上半切羽が平坦部に入ってから以降は、この曲率の大きな場所が切羽を含むそれより前方の区間に変わり、地表面にクラックが発生している区間と一致してくる。このことは、地表面が平坦な区間においては、トンネル切羽の進行に伴い沈下の進行する既掘削部と沈下が発生しない切羽前方部が、切羽を中心として連続性的な梁あるいはスラブ状の挙動を示していることを想起させるもので、地表面に発生した横断方向クラックはこの挙動の結果

表7-4 地表横断クラックの発生過程

番号	上半切羽位置	切羽から最も遠いクラックの位置	切羽からの離れ	記 事	
①	2k766m	2k780m	14m	初めて、2k780m地点にクラックを発見	斜面部の掘削中
②	2k768m	2k780m	12m	2k775～778mにかけてクラックを発見	
③	2k772m	2k780m	8m		
④	2k774m	2k785m	11m	新たに2k780～785mにかけてクラック発生	
⑤	2k776m	2k786.5m	10.5m	2k786.5m地点までクラックが広がる。	平坦部の掘削中
⑥	2k777m	2k786.5m	9.5m	2k780m地点のクラックが円弧状に広がる。	
⑦	(3日後)	2k786.5m	9.5m	2k780m地点の円弧状クラックが小さくなる。	
⑧	2k778m	2k786.5m	8.5m	地表面のクラックがほぼ見えなくなる。	
⑨	2k782m	2k789m	7.5m	新たに、2k789m地点にクラックが発生。 780m地点のクラックはほぼ無くなる。	
⑩	2k790m	2k794m	4.0m	2k794m地点までクラックが広がる。	
⑪	2k794m	2k798m	4.0m	2k798m地点までクラックが広がる。	
⑫	2k798m	2k803m	5.0m	2k803mまでクラックが広がる。	

発生したものと推定される。また、斜面掘削中のクラック発生位置と曲率の大きな場所の相違は、ひとつには、後述する国分川分水路の斜面で見られたような段差がこの斜面の中腹で発生していたことから、この曲げモーメント指数の大きな区間（曲率の大きな区間）でも、平坦部同様の横断クラックが発生していたとも想定されること、さらに、ここで評価しているトンネル縦断方向の沈下分布曲線がトンネルクラウン直上3mの地中の沈下分布であるのに対して、クラックは地表面に発生していることの相違とトンネル掘削に伴う斜面部の地山の挙動は、第3章図3-14にも示したように、同じ土被りでも斜面の傾斜が概ね15度以上の場合、斜面の影響を受けてトンネル横断面沈下の最大値の位置がトンネルセンターからずれるようになることから、本トンネルのように、当該地山の主たる構成要素である洪積砂の内部摩擦角にほぼ等しい角度である35度の傾斜の斜面では、同じように切羽前方部で沈下量の増大が想定され、さらに、わずかな応力バランスの変化で斜面の安定が保ちにくい状態が発生して、沈下ばかりでなく、坑口側への水平方向の変位も大きくなることが原因となっているものと推定される。

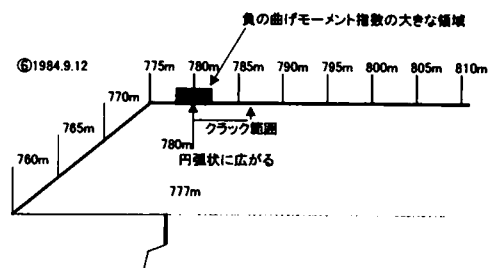
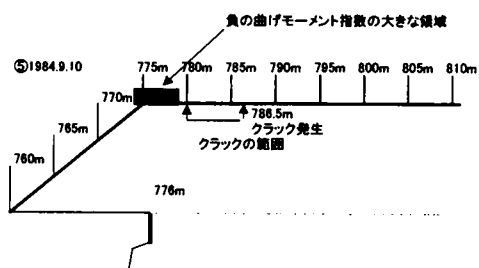
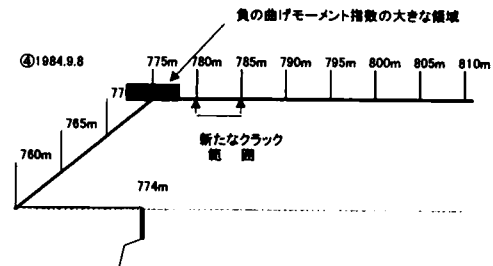
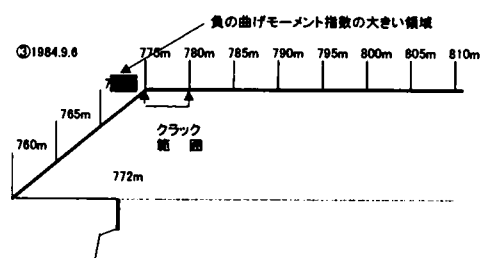
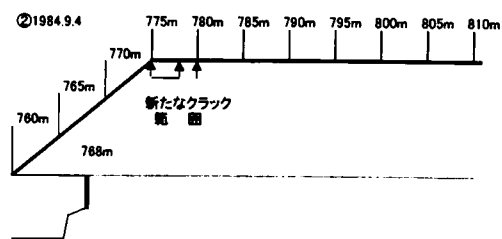
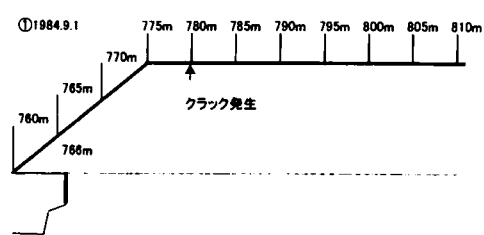


図7-32 (1) 地表に発生した横断方向クラックと上半切羽の位置関係

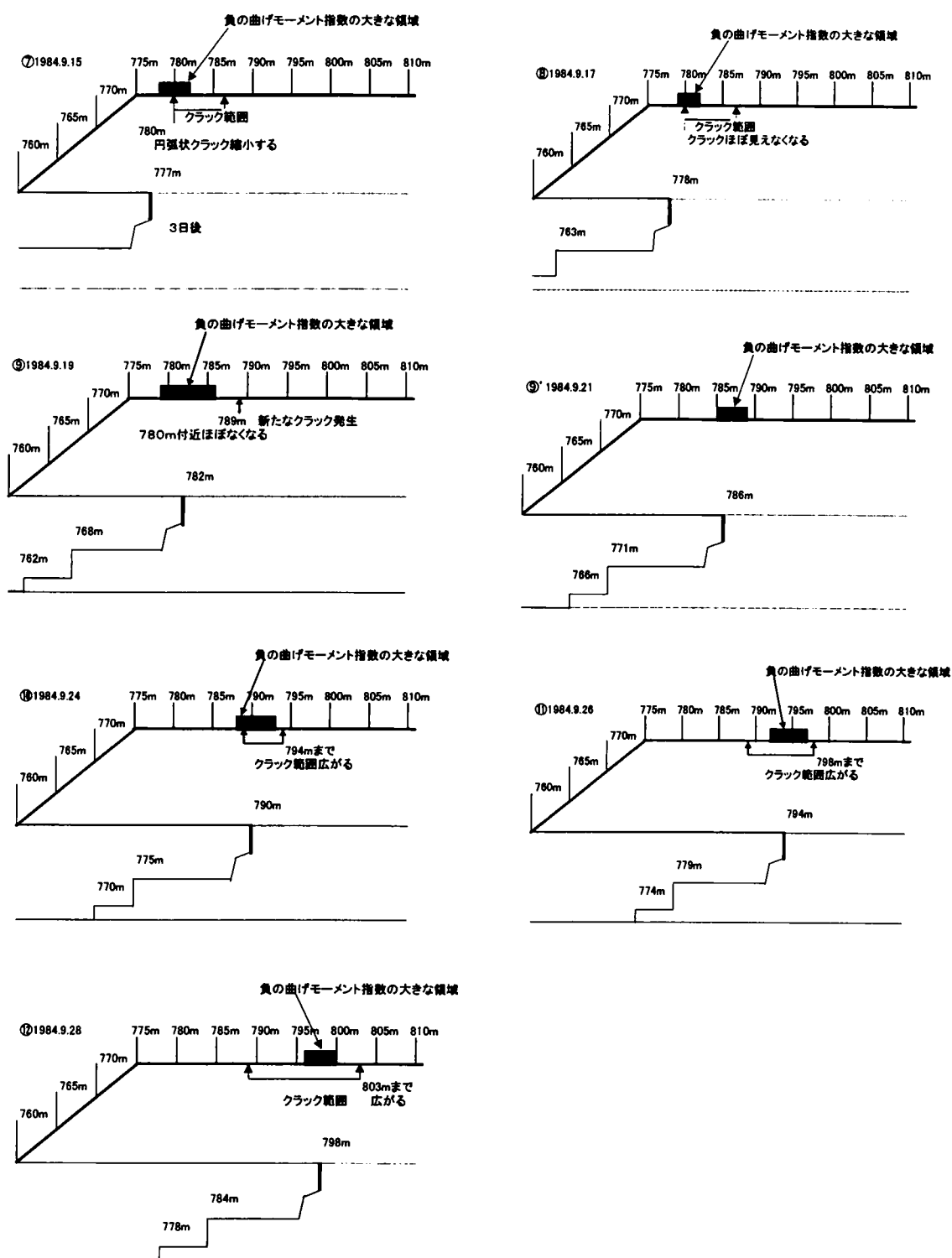


図 7-32 (2) 地表に発生した横断方向クラックと上半切羽の位置関係

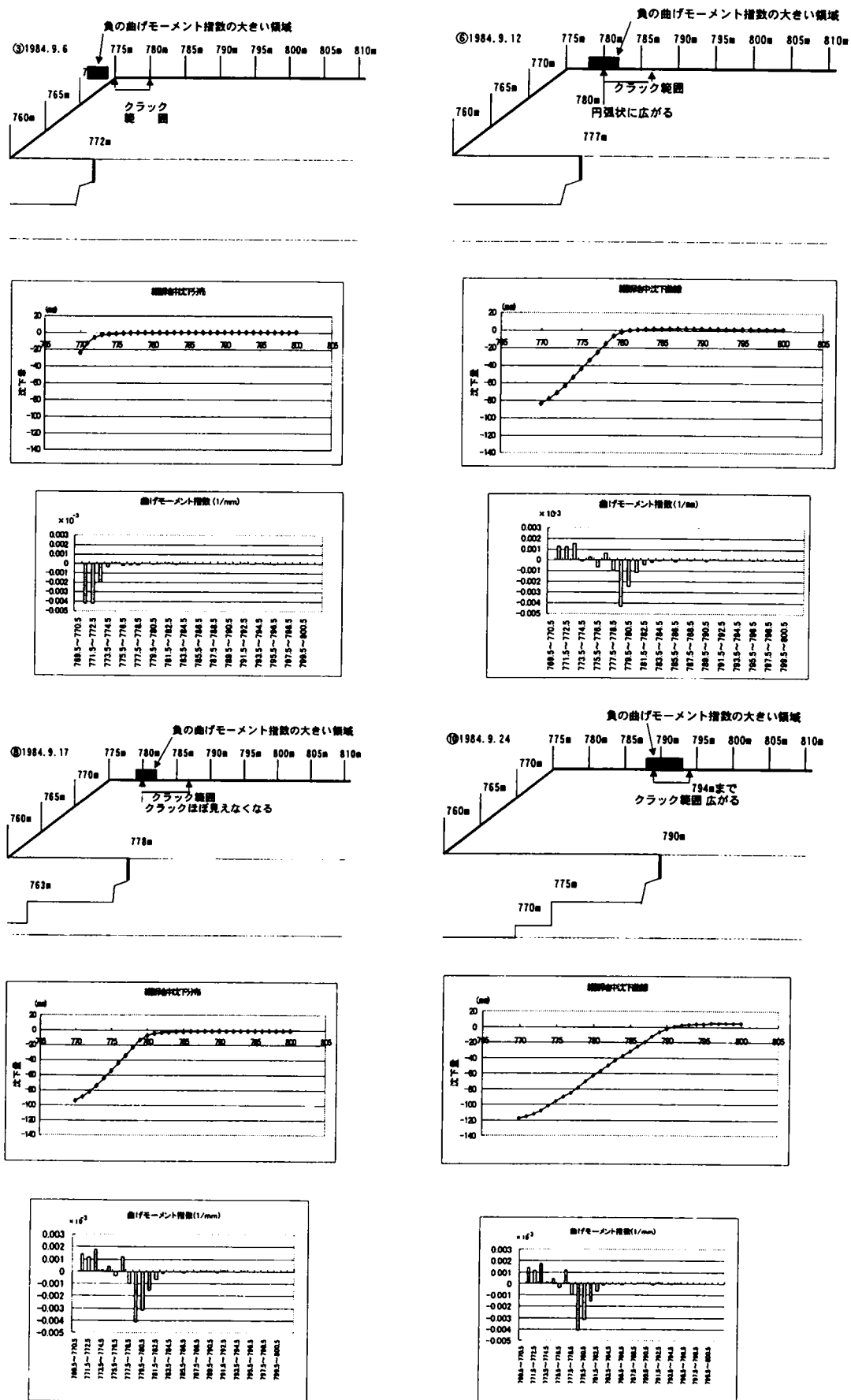


図 7-33 (1) 横断方向クラック発生時のクラウン直上トンネル縦断
沈下分布形状・曲げモーメント指数

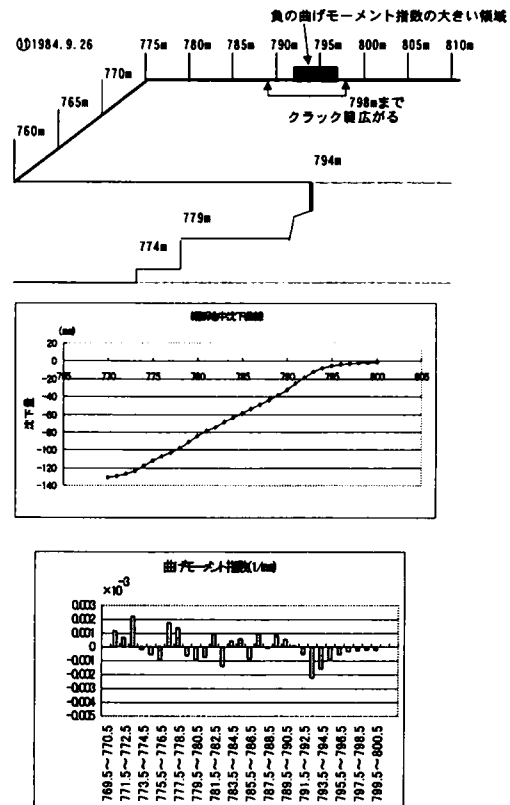


図 7 - 3 3 (2) 横断方向クラック発生時のクラウン直上トンネル縦断沈下分布形状・曲げモーメント指数

3) トンネル破壊のメカニズムの検討

栗山トンネルにおけるトンネル破壊のメカニズムを測定された地表および、地中のトンネル縦断方向の沈下分布曲線から考察する。栗山トンネル（矢切工区）では、坑口から約60mに渡り、トンネルクラウン直上3mの位置に水平ボーリングを実施し、挿入式傾斜計を用いた区間1m毎のボーリング孔の傾斜を測定し、基準点からの沈下量を算出した。本文では、この沈下量をクラウン直上の沈下量と言う。

図7-34には、2k760m～800m間のトンネル破壊前から破壊発生までの地表面沈下とクラウン直上沈下分布を、また、図7-35には、地表と地中の各測点間の沈下量の差を測点間距離（5m）で割った値（第3章の単純せん断ひずみに相当する）の分布の変化を上半切羽の進行に対して示した。

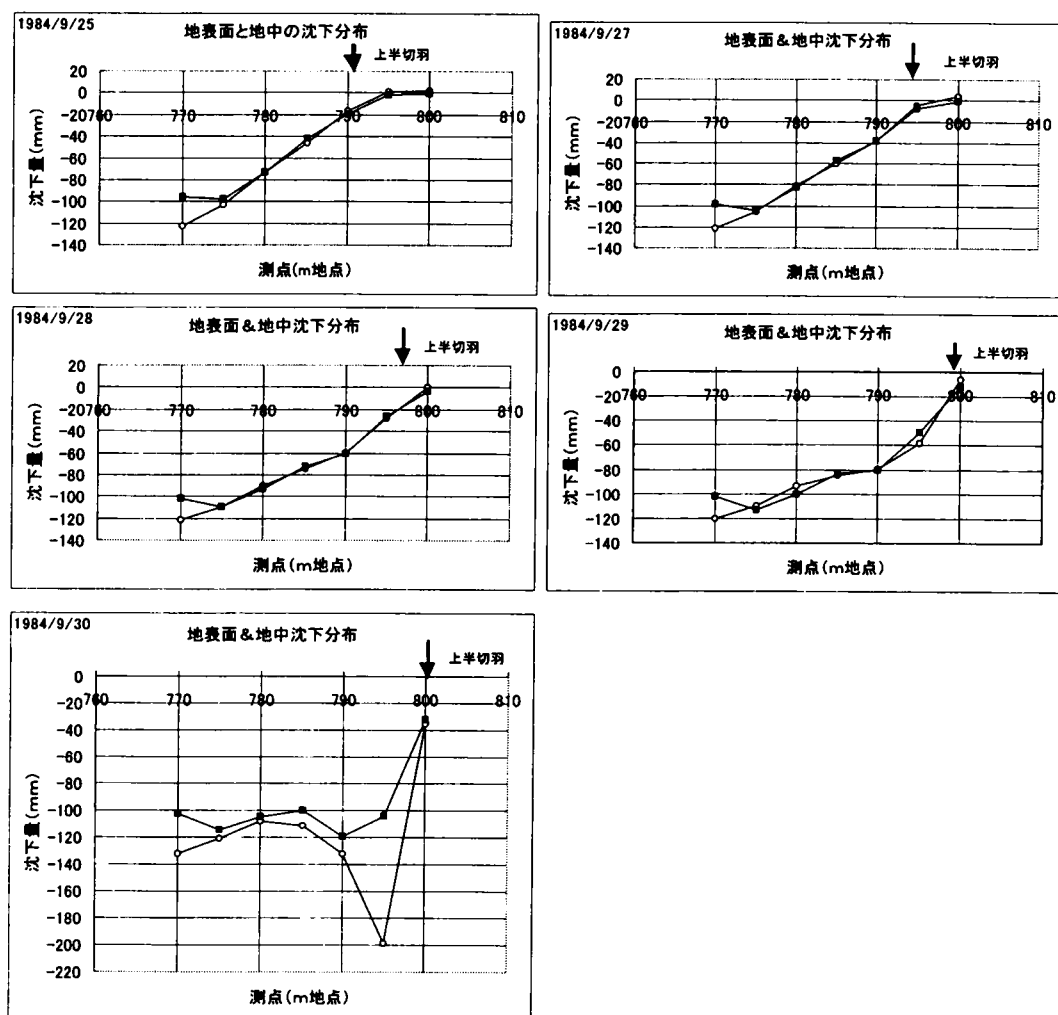


図7-34 トンネル破壊に至る過程の地表面とクラウン直上の沈下分布
(2k760m～800m)

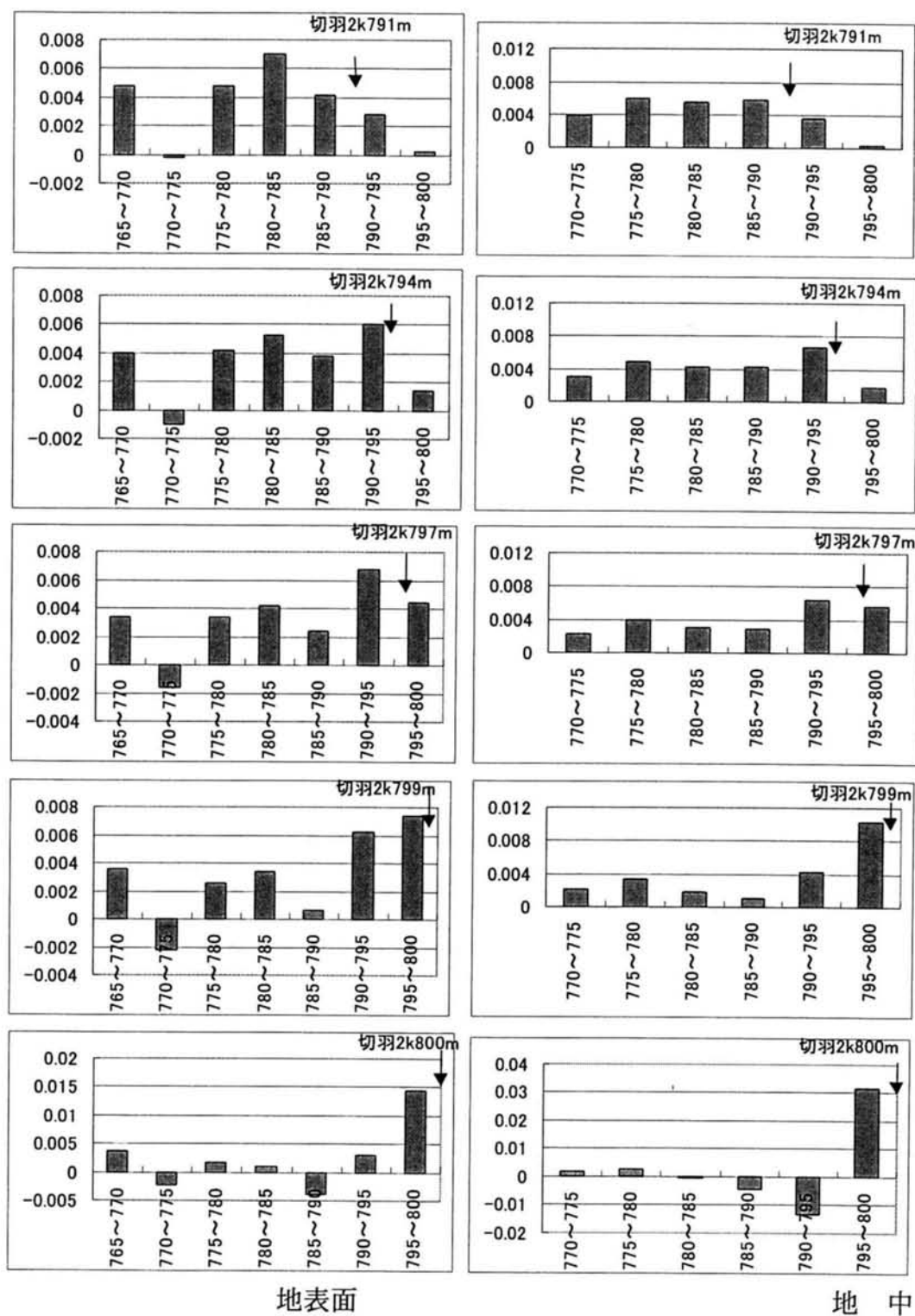


図 7 - 3 5 上半切羽進行に伴う単純せん断ひずみ分布の変化
(評価区間 $L = 5\text{ m}$)

これによれば、堀之内トンネルの場合と同様に、切羽近傍の各測点間の沈下勾配が徐々に増大し、また、沈下勾配の大きい区間が上半切羽を含む区間から、切羽通過直後の区間へと変化していく様子がわかる。このことは、図7-36に示した地中における測点間隔1mの同じグラフによってさらに明確になる。さらに、図7-37に、同じ地中の測点間隔1mの区間の沈下量の差を測点間距離で割った値（沈下勾配）を上半の切羽の進行に対して示す。

この図7-36、37によれば、この単純ひずみに相当する値は、切羽通過後ほぼ2m後の地点で最大値を示すことがわかる。また、切羽近傍の区間で上半切羽が進行していくにつれて、切羽直近の後方の区間で沈下勾配が急速に増大してトンネルの破壊につながっていく様子が見られ、これも、堀之内トンネルの場合と同様である。

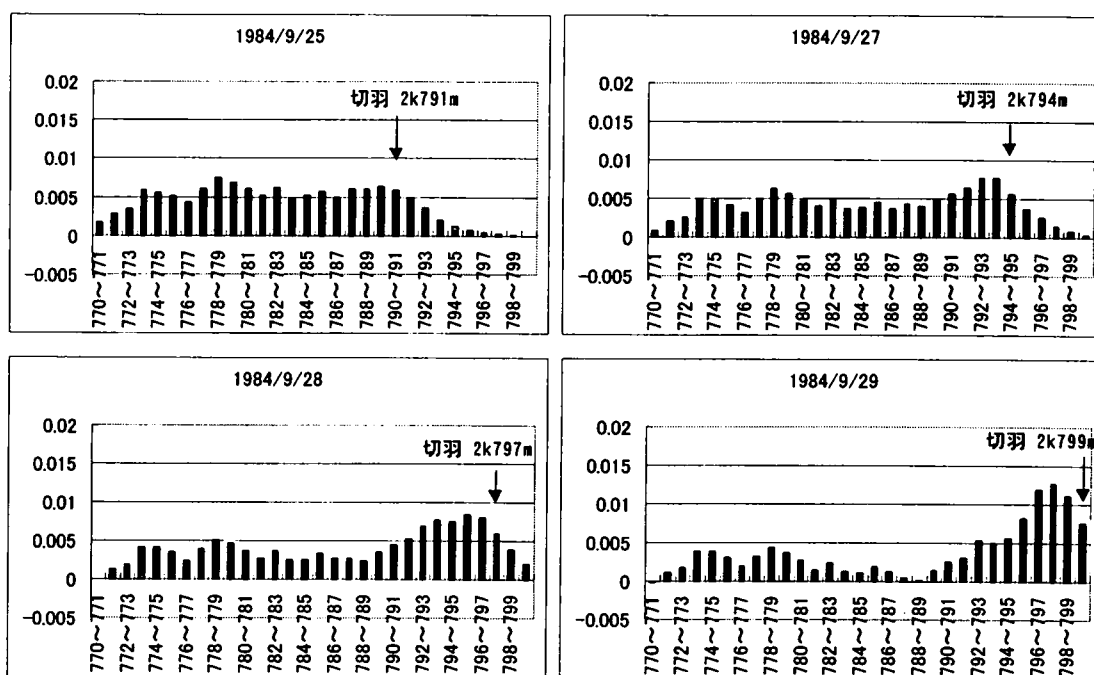
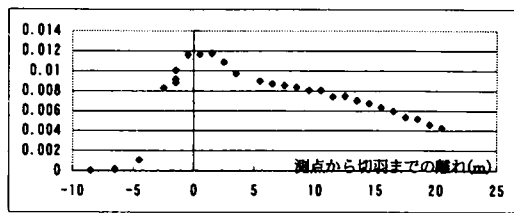
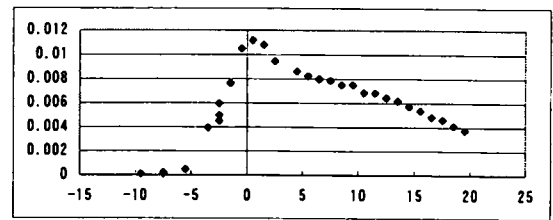


図7-36 上半切羽進行に伴う単純せん断ひずみ分布の変化（評価区間 L=1m）

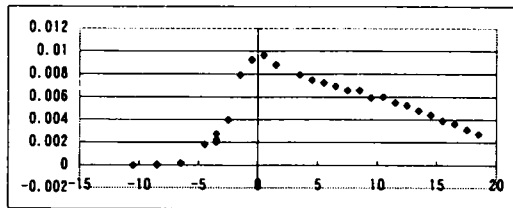
評価区間中心：2k778.5m



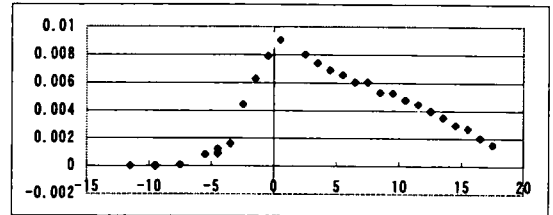
評価区間中心：2k779.5m



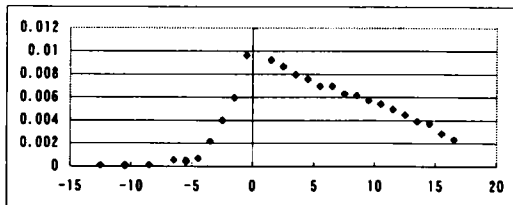
評価区間中心：2k781.5m



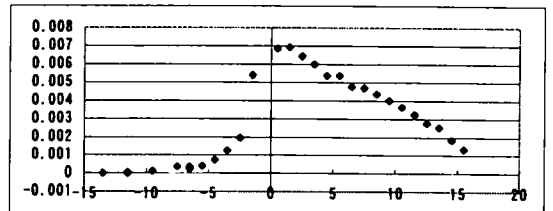
評価区間中心：2k782.5m



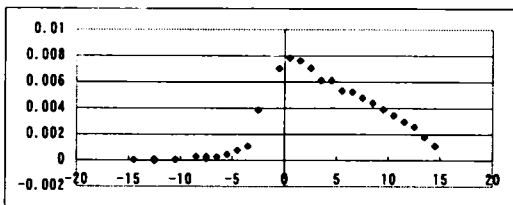
評価区間中心：2k783.5m



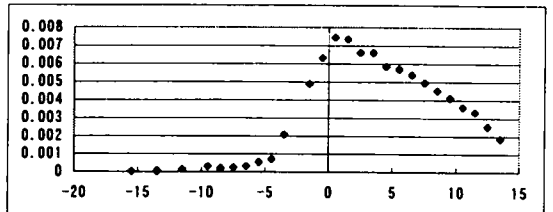
評価区間中心：2k784.5m



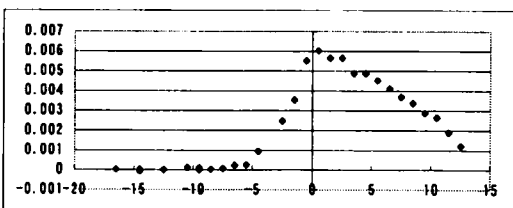
評価区間中心：2k785.5m



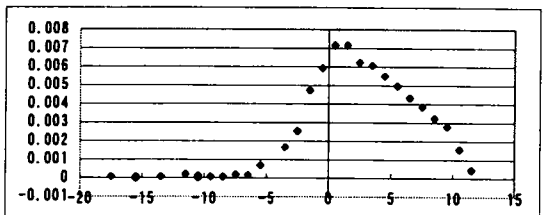
評価区間中心：2k786.5m



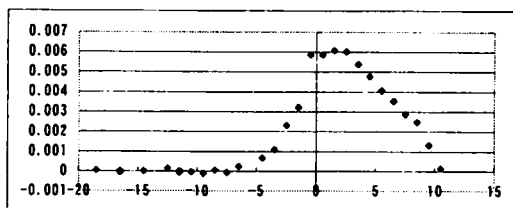
評価区間中心：2k787.5m



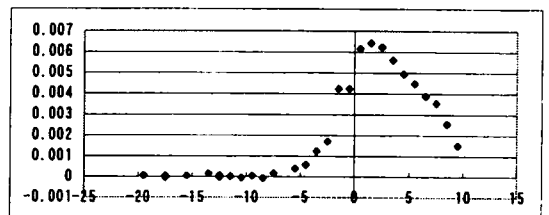
評価区間中心：2k788.5m



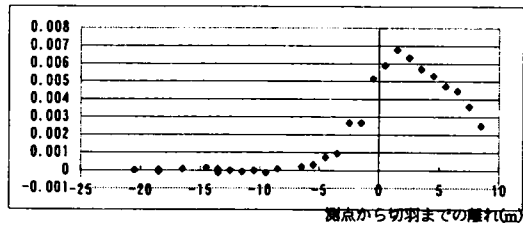
評価区間中心：2k789.5m



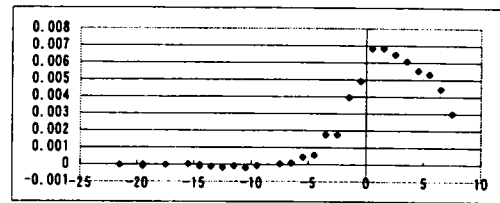
評価区間中心：2k790.5m



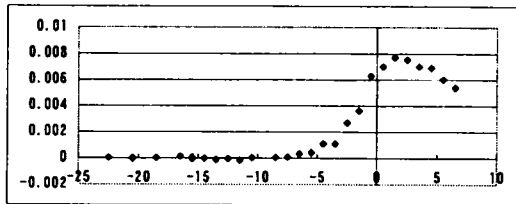
評価区間中心：2k792.5m



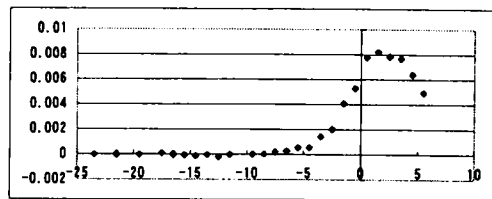
評価区間中心：2k793.5m



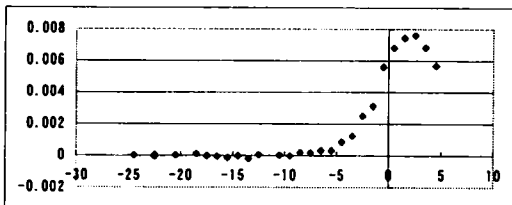
評価区間中心：2k794.5m



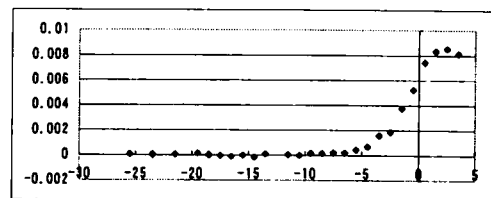
評価区間中心：2k795.5m



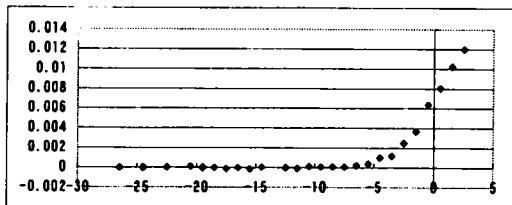
評価区間中心：2k796.5m



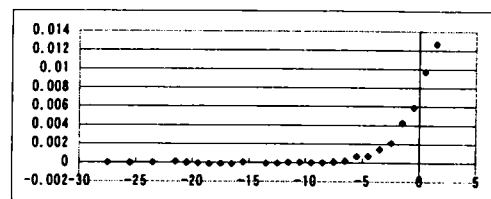
評価区間中心：2k797.5m



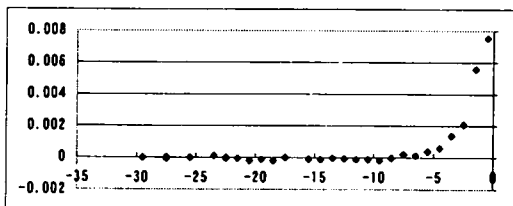
評価区間中心：2k798.5m



評価区間中心：2k799.5m



評価区間中心：2k800.5m



評価区間中心：2k801.5m

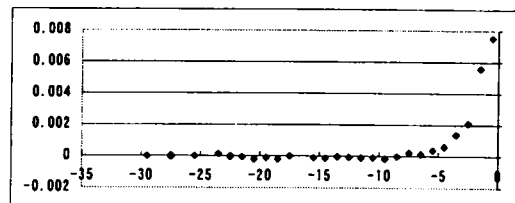


図 7 - 3 7 評価区間ごとの切羽進行に伴う単純せん断ひずみの変化 (L=1m)

図7-38には、上半切羽が790m地点に達したときとトンネルの破壊直前（上半切羽が799m地点）の2つの時点の地中沈下と天端沈下のトンネル縦断方向の分布状況を示した。ここでは、天端沈下には切羽が測点に達するまでに既に発生していたと考えられる先行変位は含まれていない。これによれば、当然のことながら、

既掘削部（790m地点と795m地点）の地中沈下の原因がその部分の天端沈下に起因していることがわかる。そして、この部分の沈下量の増大が切羽近傍の沈下分布曲線の勾配を大きく増大させていることもわかる。

一方、図7-39には、2k780m、785m、790m、795m地点の地中沈下量について、各測点での上半切羽通過時の沈下量を基準にして、堀之内トンネルと同様に、上半切羽の離れとの関係を示した。790m、795m両地点において、上半切羽が測点を2～3mすぎた時点で沈下量が急激に増加している。この上半切羽通過後2～3m地点の沈下量は、780m、785m地点では、切羽通過時の2倍の量を示しているのに対し、790m、795m地点では、4倍程度の値となり、790mから800m間で大きな沈下が生じていることがわかる。このことは、図7-40の地中沈下分布曲線形状からも、上半切羽が795m地点に達した時点から790m地点の沈下が、797m地点に達した時点から795m地点の沈下量が増大し、この2測点の沈下増大により、それまでとは異なり、この付近で下に凸の沈下分布形状になっていることでわかる。

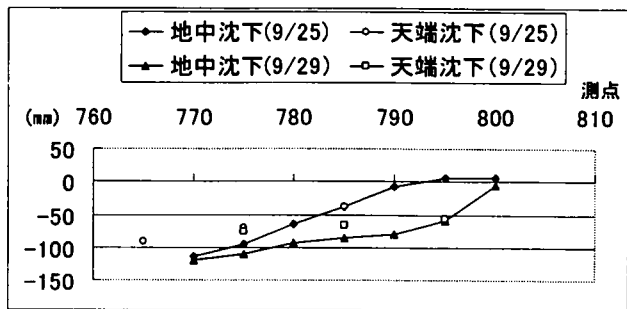


図7-38 トンネル破壊に至る過程のクラウン直上の沈下分布形状の変化

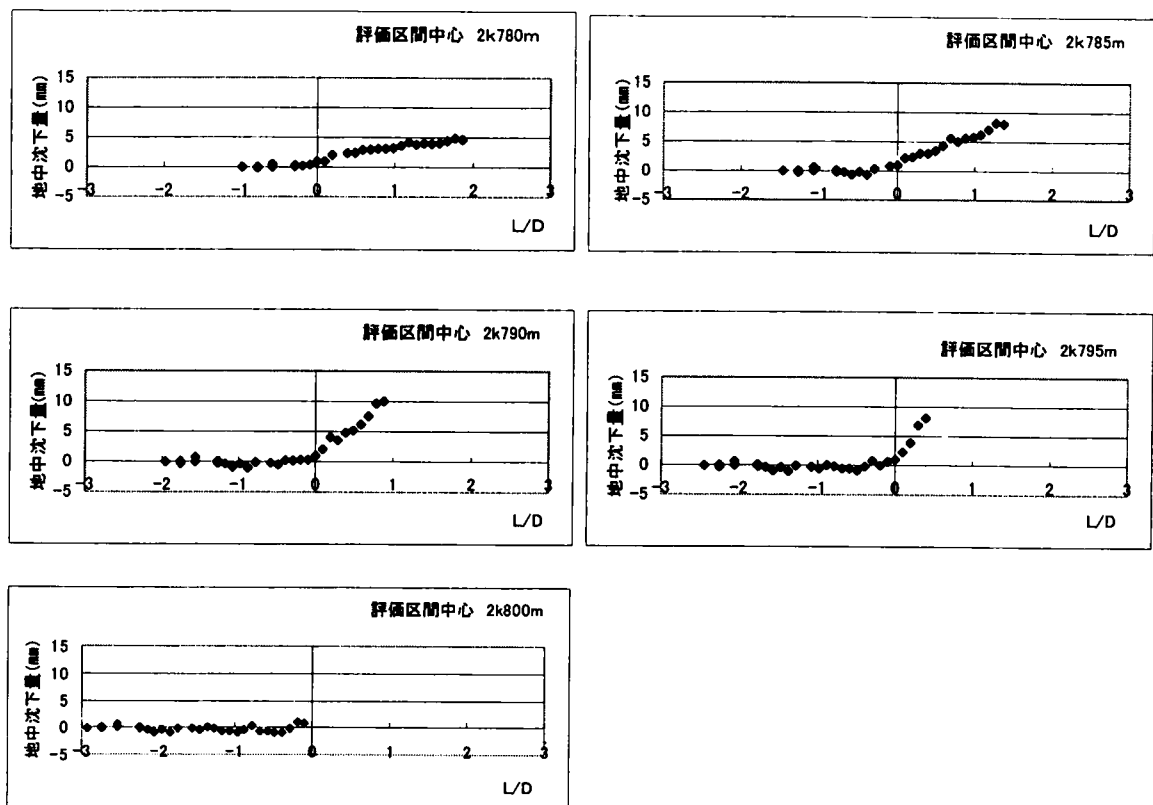


図 7-39 上半切羽到達時を基準としたクラウン直上沈下量の切羽進行に伴う変化状況（特性曲線）

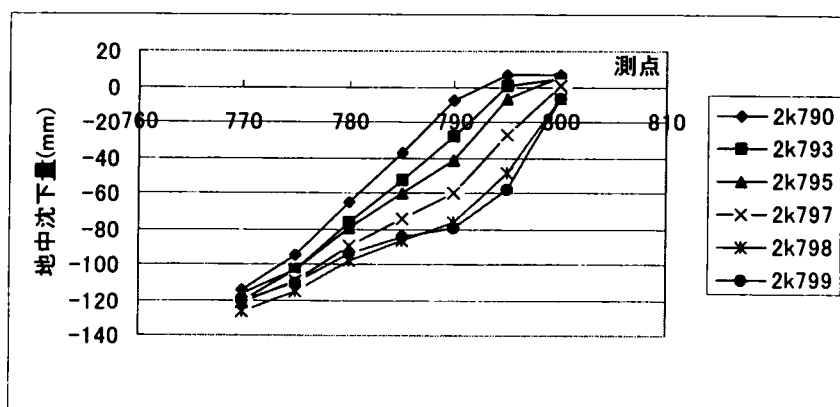


図 7-40 トンネル破壊に至る過程のクラウン直上の沈下分布形状の変化

4) まとめ

栗山トンネルにおけるトンネル破壊発生経緯およびトンネル破壊のメカニズムに対するトンネル縦断方向の地表面と天端、さらにトンネル直上の地中における沈下分布曲線による検討の結果、このトンネルの破壊も基本的には堀之内トンネルにおける破壊と次のような共通点が確認された。

- a) 上半切羽近傍に現れるトンネルクラウン直上のトンネル軸線方向沈下分布曲線の最も急な勾配の区間が、上半切羽の進行に伴って移動する過程で、この勾配がある時点を境に急激に大きくなって、その区間でトンネル縦断方向のトンネル上方地山の連続性を断つような地山のせん断状態が発生してトンネルが破壊すること。
- b) この沈下勾配の急激な増大には、既掘削部のトンネル天端と地山の沈下量の累積的な増大が大きく影響を及ぼしていること。
- c) トンネル破壊時は、トンネル縦断方向ばかりでなく横断方向の連続性を断つような亀裂も発生すること。

(c) 国分川分水路トンネルの例¹⁰⁾¹¹⁾

1) トンネルの概要

国分川分水路トンネルは、千葉県松戸市に位置し、前述の栗山トンネルのほぼ北方約500mに、これと平行する形で建設された地下河川トンネルである。栗山トンネルと同様に、江戸川の河岸段丘をなす洪積台地を横断し、土被り10～20m、総延長は2555mである。ここで取り上げるのは、そのうち、起点側の第一工区で、工区延長277mの工区である。

トンネルの地質縦断図は、図2-2(f)に示してあるが、地表部から表土、ローム層、凝灰質粘土層、洪積砂層（成田層）で構成され、トンネルは成田層上部のDs1層内に掘削される。地下水位はトンネルクラウン付近にあり、トンネル掘削に先立ちデープウェルにより水位低下が図られている。堀之内トンネルや栗山トンネルと同様の地質、土被り条件のトンネルと言える。地質調査結果の詳細を表7-5に示すが、極めて粒径のそろった均質な砂層であり、物理試験の結果からも、堀之内トンネ

表7-6 国分川分水路における補助工法

			国分川分水路
切羽の安定化	排水工	デープウェル	○
		ウェルポイント	○
		水平水抜き孔	
	含水比	排水管理	○
		表面被覆(OHコート)	
	分割施工	サイロットの採用	
		小分割施工	○
		支保間隔の縮小	
	天端	斜めボルト	○
		鉄矢木	○
周辺地山安定化	鏡	フォアバイリング	○
		切羽吹付け	○
		切羽ボルト	
	地山強化	薬液注入	
		垂直ボルト	
		脚部吹付け	○
	早期閉合	上半仮閉合	○
		インパート促進	
	支保強化	増しボルト	
		増し吹付け	
構造物防護	坑口	鋼製支保工サイズ増	
		パイプルーフ	
	地盤・地下水等	薬液注入	
		リチャージウェル	
		地中壁	

注) △: 上半盤全体の仮閉合ではなく、部分的な仮閉合

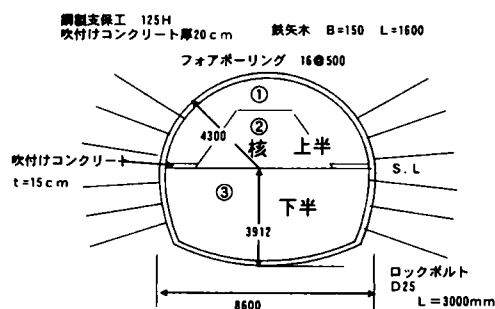


図7-4-1 国分川分水路T断面形状、支保部材配置と施工手順

表7-5 国分川分水路トンネルの地盤物性値

		Ds1層	Dc2層	Ds2層
粒度特性	砂分%	94.3	94.1	93.5
	均等係数	1.6	1.6	3.1
単位体積重量 (kN/m ³)		19.6	19.2	19.7
含水比 %		25.5	31.2	27.7
間隙比		0.79	0.87	0.78
飽和度 %		90.7	98.2	97.7
N値		25	30~50	50
粘着力 (kN/cm ²)		0	0	0
内部摩擦角 度		36.9	41.2	42.7
変形係数 (kN/cm ²)	三軸	3	7	7.72
	孔内載荷	3.25	29.3	5.29

ルや栗山トンネルと同じ地層での施工例と言える。また、トンネルは、栗山トンネルと同様に、約32度の洪積台地の急斜面にほぼ直角に掘進する形で施工されている。

トンネル断面図および標準的な支保、加背割は、図7-41に、掘削時に用いた補助工法は、表7-6に示すとおりである。掘削は、先受け工として、鉄矢木を用いた、ベンチ長18～20mのショートベンチ工法で行われた。

地山の破壊は、坑口の急斜面の中腹とのり肩部分の2箇所にクラックの発生という形で発生し、このクラックは、この区間のトンネル完了後に、数十センチメートルの段差という形に発展した。

2) 地山破壊の経緯

トンネルの概要で示したように、ここで発生したトンネルの破壊は、他の3つのトンネルの破壊とは異なり、地山の陥没や大きな変状ではなく、地表面でのクラックの発生、斜面上での段差の発生という形で生じている。このとき、トンネル支保等の変状は観測されず、いわば、この破壊は地山の破壊という形となっている。この時発生したクラックとトンネルの位置関係は、図7-42に示す。

国分川分水路でのトンネルの破壊については、その発生位置が斜面上であること、また、この斜面上に発生したクラックが段差に発展したことを考慮し、斜面上での地山の動き、斜面内の地山の沈下挙動に注目して破壊の経過を考察する。

トンネル掘削とクラックの発生の関係は、図7-42に示すトンネル上半切羽とクラック発生位置の関係から第2章の表2-9に示した斜面と斜面から平坦部への移行区間の位置関係に相当する。

図7-43には、図7-42に示した斜面3箇所の地表面沈下と伸縮計の伸び量をクラック1、2の発生前後の時間経過に伴って示したが、クラック1が発生した10月29日前に、クラック発生位置付近の地表面は、5mm前後の先行隆起を示しており、クラック発生とともに沈下に転じている。クラック2が発生する前後では、クラック付近の地表面沈下量は2mm前後の小さい値であり、ク

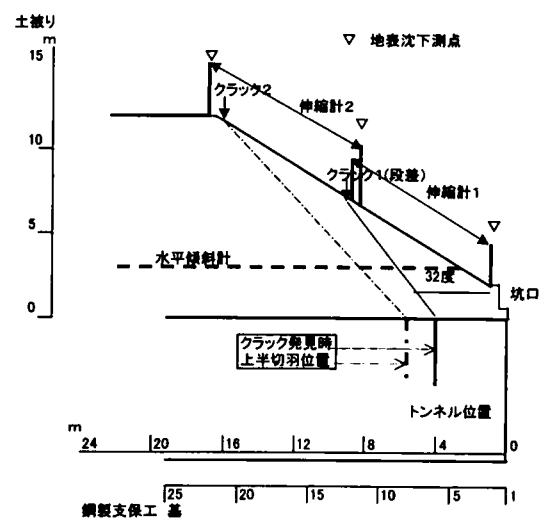


図7-42 国分川分水路トンネルにおける坑口斜面状況と発生クラックの位置

ラック発生直後も大きな沈下の発生は見られない。したがって、このクラック 1、2 の発生は、地山の沈下による発生とは考えにくい。

一方、斜面中段と下段の距離は、クラック発生前後も、伸びる方向に動いており、クラック 1 発生後の 2 日後以降に縮む方向に変化しており、クラック 2 発生以後は、この縮む量が急増している。また、斜面上段と中段の距離は、クラック 1 の発生直後から伸びる方向に動き、クラック 2 発生以後、その伸び量が急増している。しかし、クラック 2 発生前後の中段と下段測点の沈下量の差よりも伸縮計の伸び量が小さいこと、また、斜面上段と中段の測点間ではこれと逆の傾向であることから、斜面における地山の動きには、坑口側への水平方向の動きが大きく影響していることがわかる。クラックの幅については、伸縮計 2 の伸び量が減少するにつれてクラック 1 の幅も狭まる。

また、図 7-44 には、クラック 1、2 の発生前後のクラウン直上の水平傾斜計から得た地中のトンネル縦断方向の沈下分布曲線とその 2 m ごとの区間の沈下勾配（単純せん断ひずみとして表す。）と曲げモーメント指数を栗山トンネルの場合同様に示した。これによると、クラック発生位置は、発生時点には、沈下勾配も曲げモーメント指数も大きな区間に該当しておらず、沈下勾配と曲げモーメント指数の大きな区間はクラック発生位置より坑口に近い坑口から 0～5 m の区間となっている。これは、栗山トンネルの斜面掘進中、あるいは、一般部への掘進の移行区間に見られた地表面横断クラック発生位置と沈下勾配、曲げモーメント指数の増加範囲の位置関係と同じであり、その発生原因も栗山トンネルの横断クラックの発生原因と同じと推定される。

一方、さらに掘進が進行してクラック 2 の位置をインバートの施工が完了した後の縦断方向沈下分布曲線、沈下勾配（単純せん断ひずみ）、曲げモーメント指数を図 7-45 に示しているが、クラック発生後の地中では、坑口から 4.5～8.5 m 区間の勾配が著しく大きくなっており、この付近での地山の破壊が地表面に発生したクラック 1 が段差に発展した原因となっていることを予想させる。

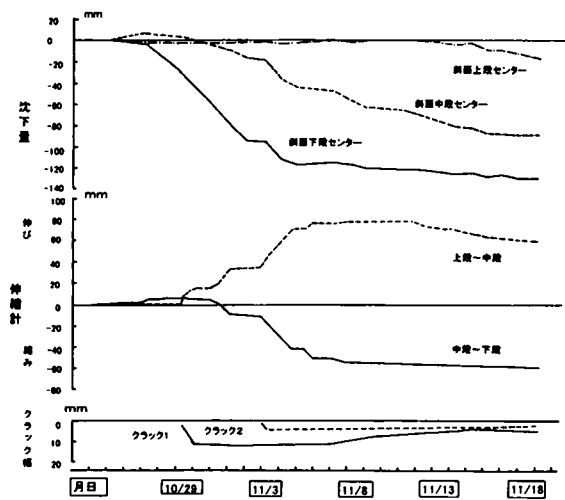
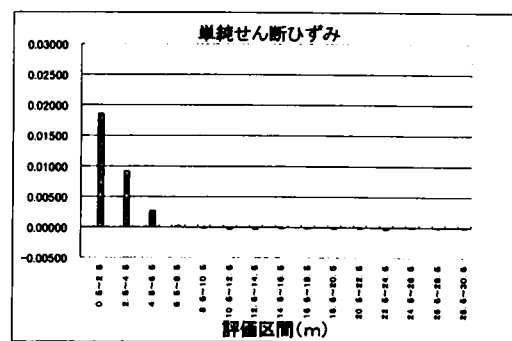
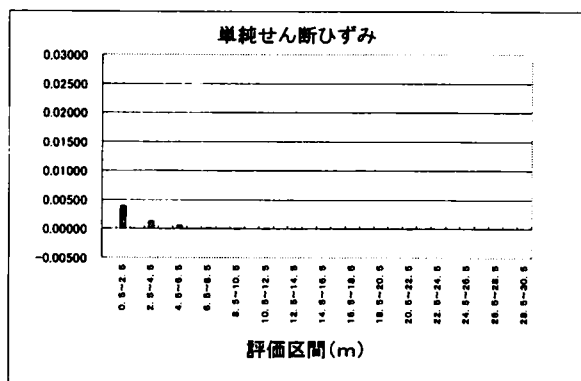
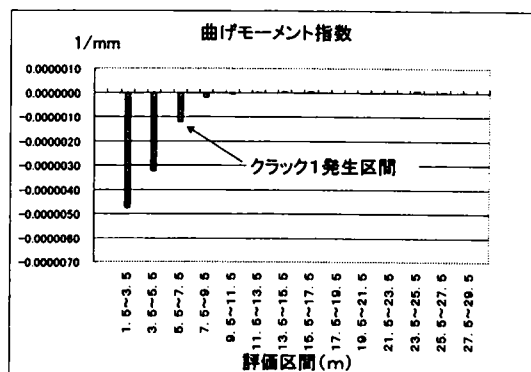
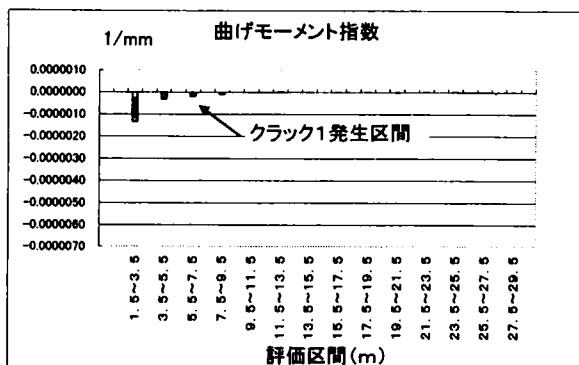
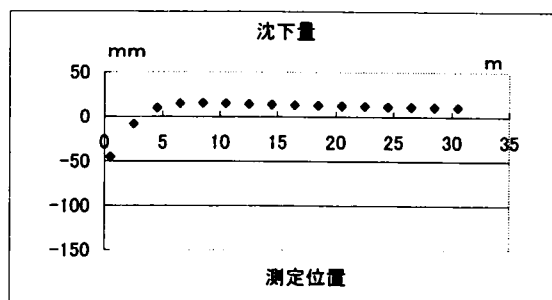
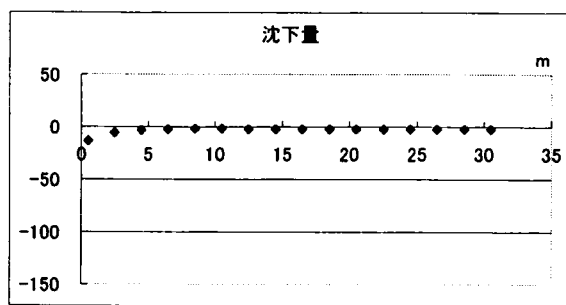


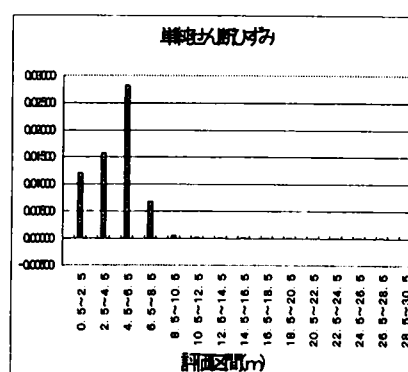
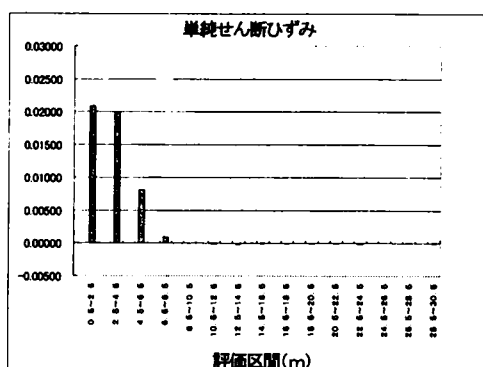
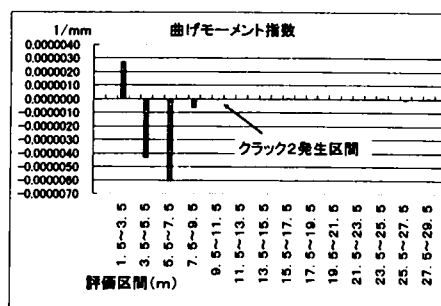
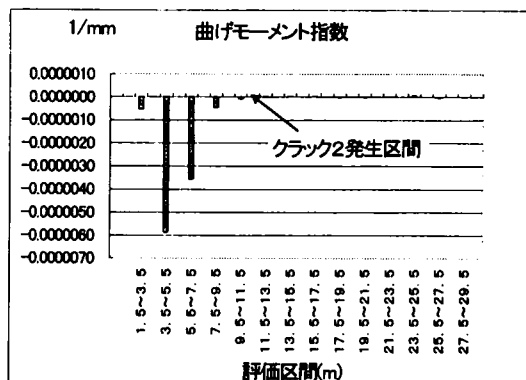
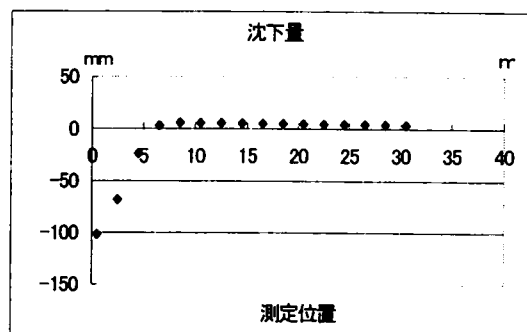
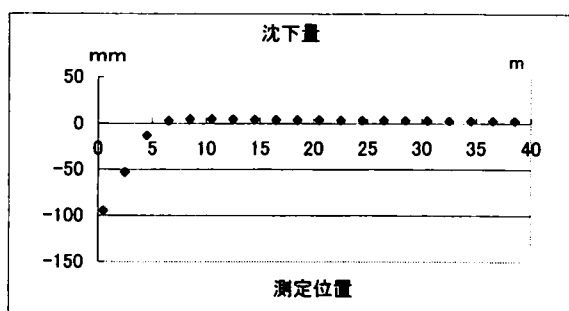
図 7-43 クラック発生前後の斜面の地表面沈下、伸縮計の変化状況と発生クラック幅の変化



10月29日(クラック1 発生直前)

11月2日(クラック1 発生後)

図7-44 (1) クラック発生前後のクラウン直上のトンネルの縦断方向沈下分布、曲げモーメント指数、単純せん断ひずみの変化 (L=2m)



11月2日(クラック2 発生直前)

11月3日(クラック2 発生後)

図7-44(2) クラック発生前後のクラウン直上のトンネル縦断方向沈下分布、曲げモーメント指数、単純せん断ひずみの変化 (L=2 m)

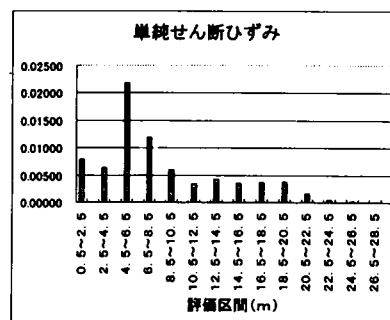
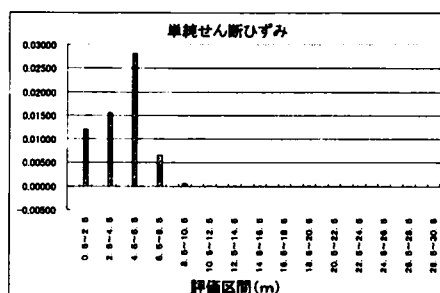
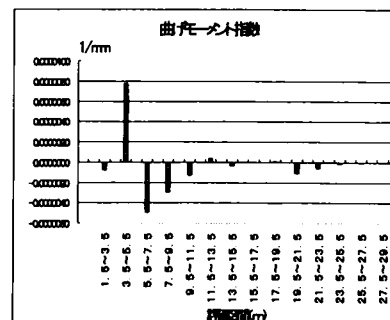
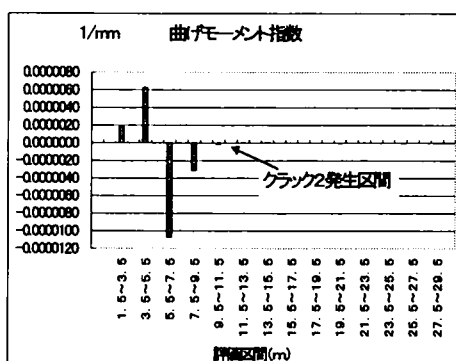
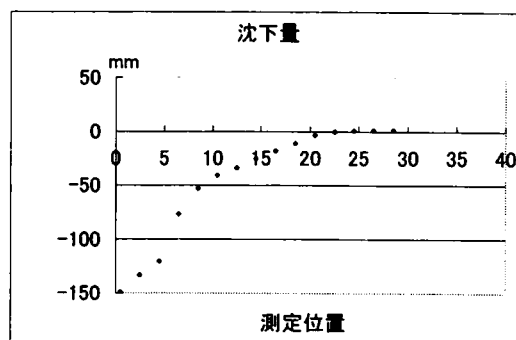
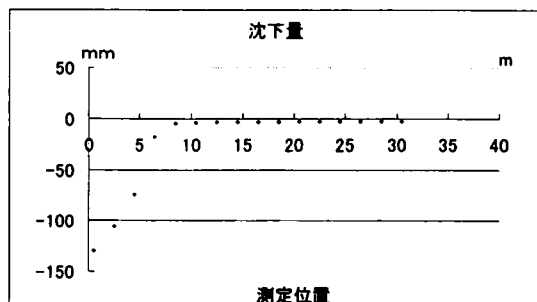


図7-44 (3) クラック発生前後のクラウン直上のトンネル縦断方向沈下分布、曲げモーメント指数、単純せん断ひずみの変化 (L = 2 m)

図7-45 トンネル安定時のクラウン直上のトンネル縦断方向沈下分布、曲げモーメント指数、単純せん断ひずみの変化 (L = 2 m)

3) 地山破壊のメカニズム

2) の地山破壊の経緯で示した地表面沈下、斜面の伸縮系の伸び、地中のトンネル縦断方向の地中沈下の状況から、地山破壊のメカニズムは、次のように推定される。

まず、トンネル上半の坑口から斜面内への掘進に伴い、坑口部斜面の沈下と急斜面の影響による沈下発生部分の坑口側への水平方向変位量が増大し、これにより斜面に引張のクラック 1 が発生する。

つぎに、このクラックの発生により、引き続く斜面下トンネル上半の掘進に伴って発生する斜面の沈下と坑口側への水平変位は増大する。このとき、沈下と水平変位は、トンネル上半切羽がクラック 1 に近づき、下を通過するにつれて坑口部よりクラック 1 付近で大きくなる。この過程で、クラック 1 の発生と同様に、斜面上部に引張のクラック 2 が発生する。

以後、トンネル上半切羽がクラック 2 の下を通過するまでの間、地表に対する掘削の影響は徐々に小さくなりながら続く。クラック 1 の発生からトンネル上半切羽がクラック 1 の下を通過するまでの間に、この掘削の影響により、クラック 1 と坑口の間地山にせん断破壊が生じ、そのせん断面の地表に現れる場所がクラック 1 となり、この掘削による影響がクラック 1 より下の斜面の沈下と坑口側への水平変位としてクラック 1 に集約されることによりクラック 1 に大きな段差が発生する。

d) 大川平トンネルの例^{12) 13)}

1) トンネルの概要

大川平トンネルは、青森県津軽半島北部に位置し、海拔200m以下の新第三紀末から第四紀の地層からなる丘陵に施工された断面が新幹線規格の延長1337mの鉄道トンネルで、南北2つの工区に分けて施工された。ここで取り上げるのは、そのうち、南工区の例である。

このトンネル概況は、表7-7、地質縦断図は、図7-46に示すが、土被り最大約20mの土被りの浅いトンネルである。地質は、ほぼ水平堆積の第四紀更新世の浜名層に属する未固結の砂を主体とする層からなり、土被り部分でN値が7～30、トンネル部ではフォーメーションレベル部がN値>50で締まっているものの、全体はN値20～30のシルトあるいはレキ混じり砂がほとんどを占める。

表7-7 大川平トンネルの概況

トンネル名	地質	掘削断面面積 (m ²)	トンネル掘削幅 (m)	土被り、トンネル掘削幅の比	地表面および地下水	掘削方法	施工年
大川平トンネル (南工区)	洪積世、未固結シルト質砂 レキ混じり砂	92 ～ 95	10.5	0.97	地表面：縦横断的にゆるい傾斜面、少量の湧水、地下水位低い	ショートベンチ&ミニベンチ核無し、人力+リングカット アタッチメント付バックホウ	1983 ～ 1984

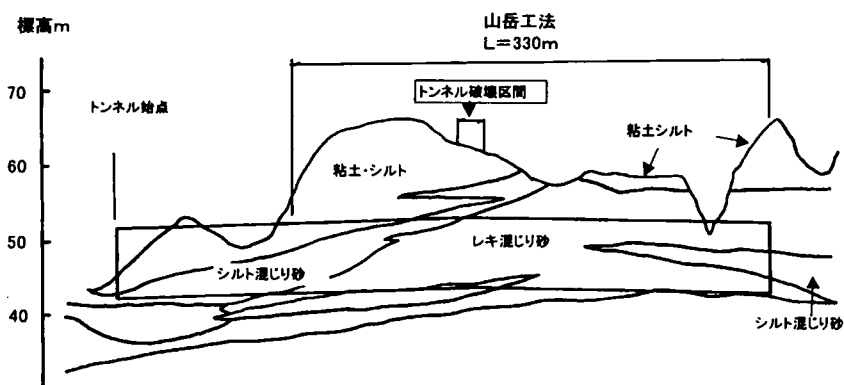


図7-46 大川平トンネルの地質縦断図とトンネル破壊区間

トンネル横断方向の地表面は、ゆるやかに傾斜しており、地下水位はトンネルクラウン付近にある。トンネル部の地山物性値は、表7-8のとおりであり、シルト分の多い部分と砂部分でばらつきが大きい。トンネル断面および施工手順の概要は、図7-47に、また、用いられている支保部材と用いた補助工法は、表7-9、7-10に示す。

トンネルの破壊は、図7-46に示した山岳トンネルで掘削を開始した地点から約230m掘進した地点、地表面がゆるやかに掘進方向に下っている斜面の途中、横断方向にも左から右へ緩やかな傾斜区間で発生した。

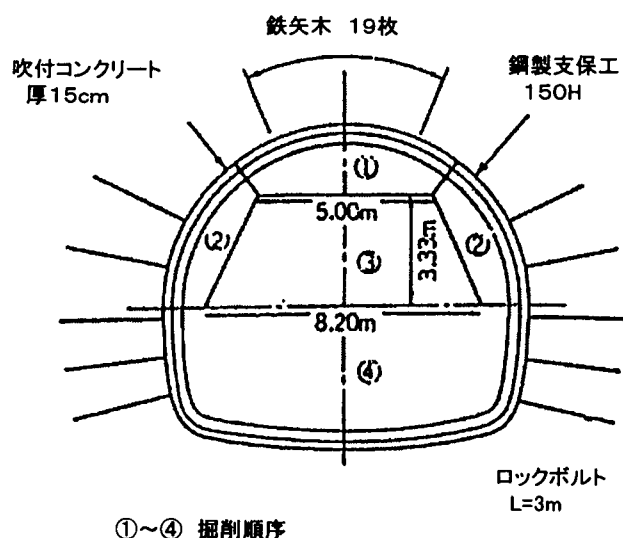


図7-47 大川平トンネルの断面形状、支保部材配置と施工順序

表7-8 大川平トンネルの地盤物性値¹²⁾

項目	大川平トンネル (南工区)
単位体積重量(kN/m ³)	17~21
N値	30~50
均等係数(u _c)	3.5~51
0.0076mm 以下の細粒分含有率	10.7~69.1%
透水係数(cm/s)	1.02×10 ⁻⁴ ~7.53×10 ⁻⁶
変形係数(kN/cm ²) (孔内水平載荷試験)	1~14.4
粘着力(kN/m ²)	0~4
内部摩擦角(度)	29~40
間隙比	---

表7-9 大川平トンネルにおける設計条件及び支保部材

	大川平トンネル (南工区)
設計条件	掘削断面積m ² 扁平率(高さ/幅) 土被りm
	92~95 0.97 4~13
基本的な施工法	ショートベンチ & ミニベンチ
吹付け コンクリート cm	1次: 5cm 2次: 10~12.5
ロックボルト (材質) (サイズ・数) (ピッチ)	---
	l=3m、10~17本 0.8~1.0m
鋼製支保工 (サイズ) (ピッチ)	125~150H 0.8~1.0m
覆工(cm)	40cm
(吹付+覆工)	55cm

2) トンネル破壊の経緯

トンネル破壊発生の23日前には、秋田県沖を震源とするマグニチュード7.7の大地震である日本海中部沖地震が発生しており、大川平トンネルの位置する青森県津軽半島でも地震による被害が発生しているが、大川平トンネル本体に対する被害は無かった。

トンネル直上の地表面沈下や地中の沈下についての詳細な記録は残されていないものの、地表面沈下量は、地震発生前に掘削していた14k570mより起点側の区間に比べ約30%程度増加し、また、上下半の掘削が完了した区間では、地震により天端沈下が6～13mm増加したものの、28～38mm程度の沈下量で収束したと報告されていることから、この地震がトンネル破壊に直接つながったとは考えられない。

トンネルの破壊に至る過程の計測情報が無い中、図7-48に示すように、6月17日、上半切羽が605mに達した時点で、まず、インバート施工区間の570mから591m間の下半両側の側壁に最大80cmに達するはらみだしと、570m～605m間の35mに亘る上半支保工の沈下（切羽部で最大約1.5m）が発生して、地表に図7-49に示すような陥没が発生した。

表7-10 大川平トンネルにおける補助工法

			大川平 トンネル
切羽の安定化	排水工	ディーブウェル	
		ウェルポイント	○
		水平水抜き孔	
	含水比	排水管理	
		表面被覆（OHコート）	
	分割 施工	サイロットの採用	
		小分割施工	○
		支保間隔の縮小	○
	天 端	斜めボルト	○
		鉄矢木	○
フォアパイリング		○	
鏡	切羽吹付け	○	
	切羽ボルト		
	モルタルバー		
周辺地山安定化	地山強化	薬液注入	
		垂直ボルト	
	早期閉合	上半仮閉合	△
		インバート促進	○
	支保	増しボルト	○
		増し吹付け	○
	強化	鋼製支保工サイズ増	○
構造物防護	坑口	パイプルーフ	
	地盤・ 地下水等	薬液注入	
		リチャージウェル	
		地中壁	
		パイプルーフ	

△：上半盤全体の仮閉合ではなく、部分的な仮閉合

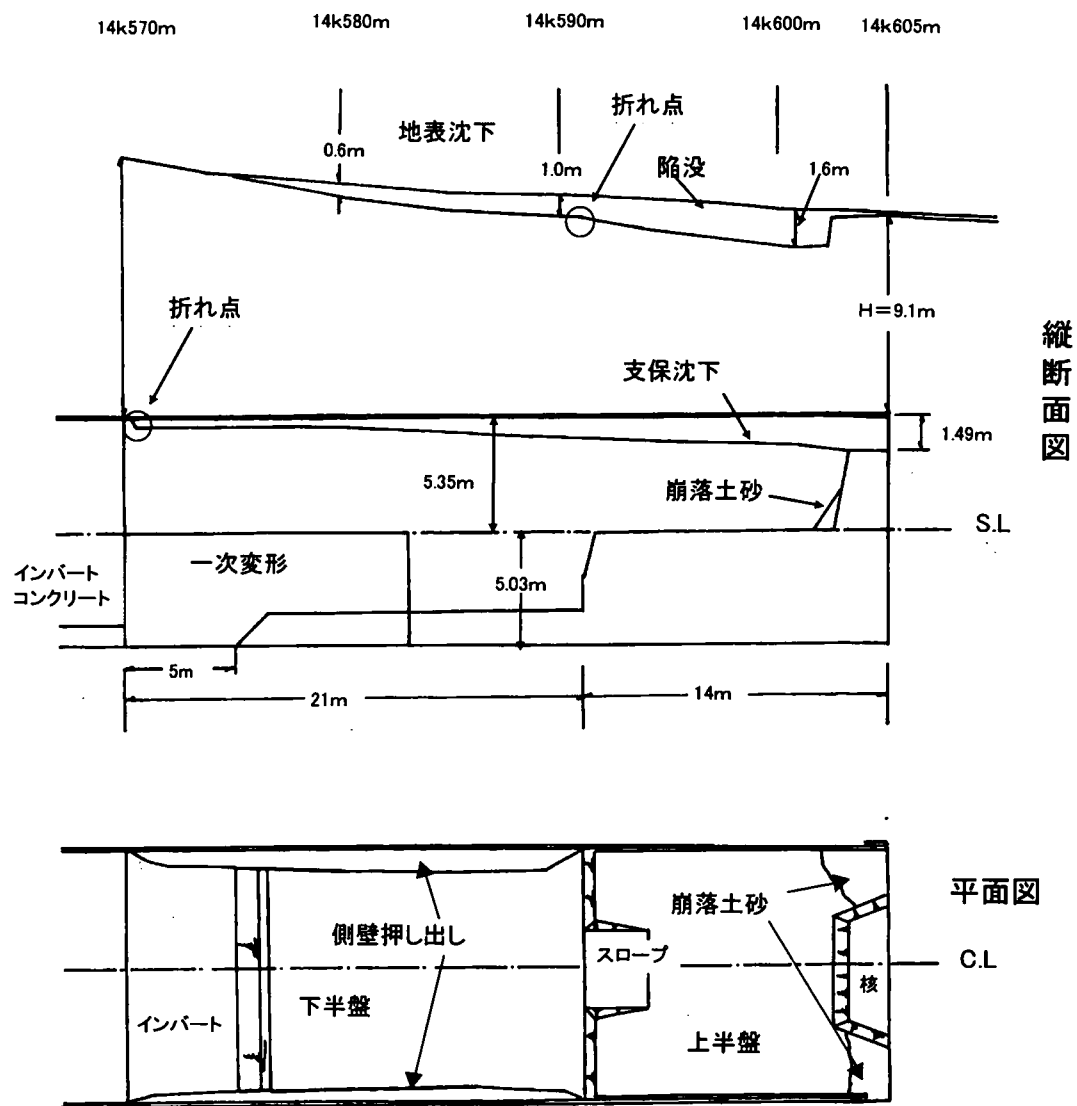


図 7 - 4 8 大川平トンネルの破壊状況

3) トンネル破壊のメカニズム

大川平トンネルでは、トンネル破壊に至る過程の計測情報がほとんどないことから、トンネル破壊時の地表面の陥没状況と支保部材の変状状況を堀之内トンネルと栗山トンネルの破壊例と比較することによりそのメカニズムを推定する。

地表面の陥没状況は、図7-49に示した地表面沈下のトンネル縦断方向の分布形状からわかるように、トンネル切羽前方と切羽後方が切羽付近で大きな段差を生じる形でその連続性が絶たれた状態となっており、トンネル上半支保完了部、下半支保完了部、インバート完了部に向かうにつれて徐々に沈下量が減少して、段差は見られない。また、トンネル横断方向では、600m付近ではトンネル側壁とトンネルセンターラインの中間付近に極端な段差が発生しており、この段差は、590m、585mと切羽後方に進むにつれて無くなっていく。

このような状況は、栗山トンネルにおける破壊がさらに進行した状況として発生する状況であろうということは、図7-3や図7-4の遠心載荷装置による模型実験結果から2-1で述べたトンネル横断方向の破壊形態、堀之内トンネルで見られた小陥没の発生位置や地表面クラックの発生位置とトンネル横断方向の沈下分布曲線の勾配がトンネル側壁直上部で最も急になる（第3章4-1参照）ことから容易に想像できる。

一方、支保部材のクラック発生状況についての報告はないが、下半のはらみ出しによる下半支保部材の座屈は発生しておらず、切羽付近では上半支保が核の上に乗りにかかる形で変状していること、さらに、トンネルセンターライン上の地表面沈下分布が、下半切羽直上の位置で折れ点（図7-48 ○印位置）となり、天端沈下の縦断分布の折れ点（図7-48 ○印位置）もインバート完了部との境界にあることを考えあわせると、上半掘削完了部の変状の形態は堀之内トンネルの場合と同じと考えられる。ただ、堀之内トンネルと異なるのは地山が破壊して荷重としてトンネル支保に作用する状態になった時点で上下半区間の支保が強度・剛性不足で地山荷重を支えられなかったことである。そして、この支保全体の強度・剛性の不足したことがこのような大きな地表面の陥没を生んだものと考えられる。したがって、支保部材にも下半切羽位置およびインバート完了部の境界にも堀之内トンネルの場合同様のクラックが吹付けコンクリートに発生していたものと推定される。

以上のことから、大川平トンネルの破壊のメカニズムについても堀之内トンネルや栗山トンネルの破壊同様のメカニズムによるものと考えられる。

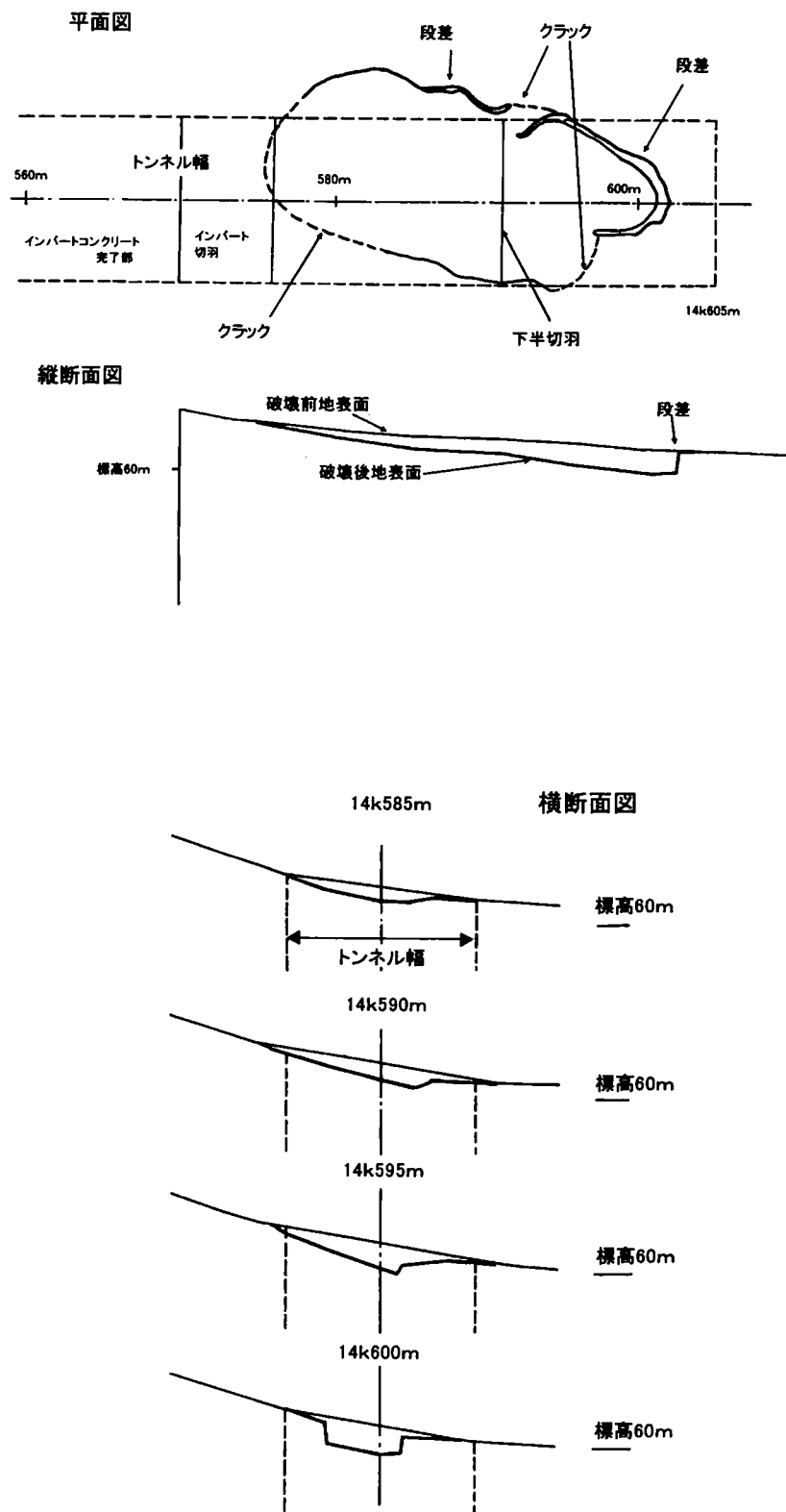


図7-49 大川平トンネルの地山の破壊状況

2-2 トンネルの破壊モード¹⁴⁾

土被りの浅い地山にトンネルを掘削した場合の現場計測は、地表面沈下、地中沈下をはじめ、トンネル坑内での各種計測として、頻繁に実施されている。トンネル周辺地山やトンネルの破壊やそこに至る過程を考えると、地山の変形状態が一つの有力な情報を与えてくれる。その中でも、トンネルの局所的な崩落ではなく、もっと大きなトンネルの破壊を考える時、この地表面沈下や地中沈下の情報は、極めて重要になると考えられる。

地表面沈下の横断方向および、縦断方向の沈下性状を分布曲線として表すと、図7-50、図7-51のようになる。一方、トンネル上方地山に地表面と平行な平面を想定して、その面内の沈下分布曲線を考えると、その形状は、図7-52および7-53のようになり、その形状は、地表面におけるものとほぼ同様で、曲線の勾配が切羽付近やトンネル側壁直上部で地表面沈下分布曲線より一層急に

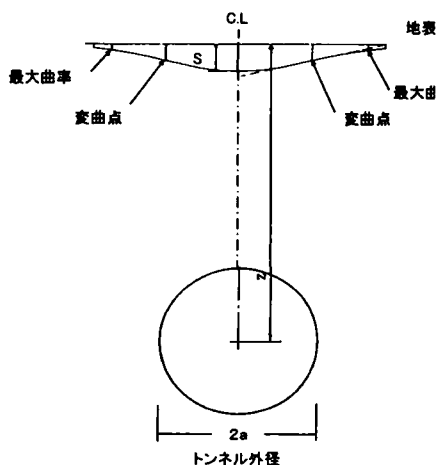


図7-50 基本的なトンネル横断方向の地表面沈下分布

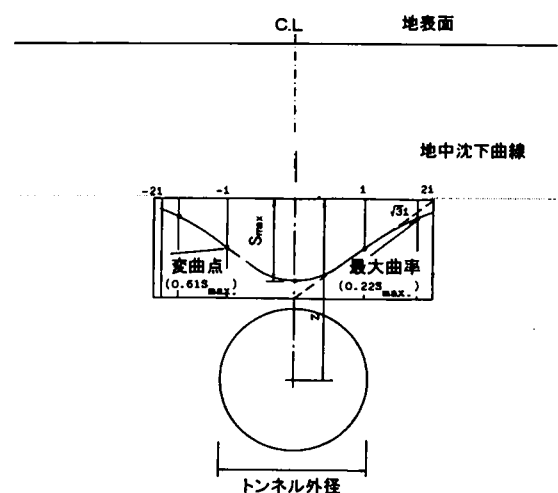


図7-52 基本的なトンネル上方地山のトンネル横断方向地中沈下分布

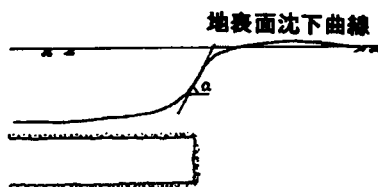


図7-51 基本的なトンネル縦断方向の地表面沈下状況

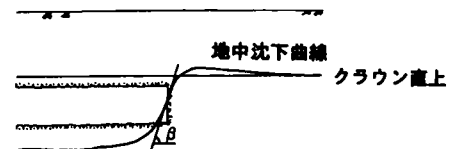


図7-53 基本的なトンネル直上のトンネル縦断方向地中沈下分布

なっている。

ここで、図7-50と図7-52を図7-4や図7-7と重ね合わせて考えるとき、地表面の横断沈下曲線の勾配が最も急になる場所（正規分布曲線では変曲点の位置）と地山のせん断ひずみが大きく発達する場所が一致することがわかる。一方、図7-51と図7-53を図7-6や図7-8に重ね合わせて考えると、地表面沈下の縦断方向の分布曲線の勾配が最も急になる場所が、トンネル切羽付近のゾーンであり、この部分がトンネル縦断方向地山の破壊時の不連続面の位置とほぼ一致することがわかる。

以上のことから、土被りの浅いトンネル破壊として想定される場所およびその時の地表面沈下分布曲線の形状は、図7-54のようになると推定される。すなわち、(a)は、トンネル掘削時の解放面（切羽）近傍の地山の崩壊、(b)は、ショートベンチ工法等のように、複数の切羽が離れていて併進して掘削されるような場合のもう一つの切羽上方地山の崩壊、(c)は、トンネル側壁直上付近の地山の崩壊である。特に、(b)は、トンネル支保の形状上、支保剛性が急激に変化する場所と一致することから、(a)の崩壊が引き金になったり、逆に、(b)の崩壊が引き金になって、(a)や(c)

の崩壊を引き起こしたりすることにもつながり、そのような場合は、図7-6の $p \neq 0$ の場合で示された遠心載荷装置による模型実験の結果と同じ状態になると推定される。

トンネルの地山変状の経験から、このようなトンネル地山の破壊モードのうち、(a)の破壊モードは、切羽の抜けや切羽のトンネル坑内への押し出しによるトンネル変状として経験することが多く、また、(b)の破壊モードは、切羽後方のトンネル支保の変状という形で経験する。一方、(c)の破壊モードが発生する場合は、トンネル全体の重大な変状となることから、あまり経験しない破壊モードと考えられる。これらのモードの破壊は、それが単独で発生する場合は、それ

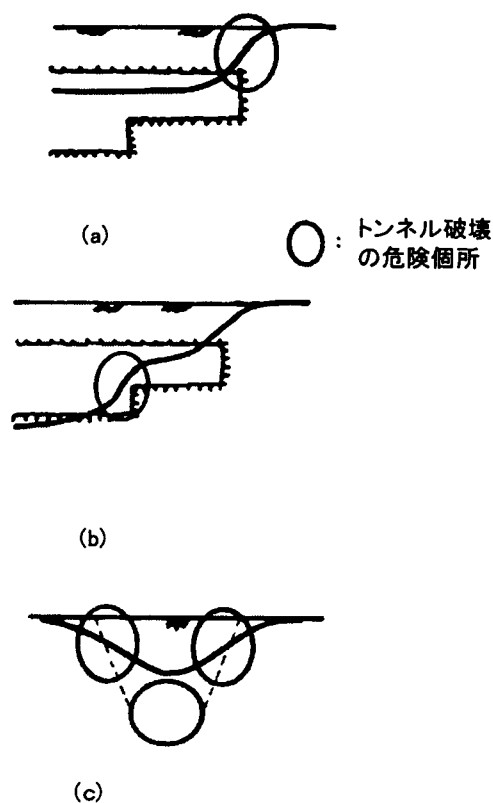


図7-54 土被りの浅いトンネルの破壊の危険位置と地山の沈下分布曲線

ほど大きなトンネル崩壊にはならない。

むしろ、大川平トンネルの例は、これらの破壊が複数同時に、あるいは、どれか一つが引き金になって、他のモードの破壊を引き起こすような場合の大きなトンネル崩壊の例といえる。

2-3 トンネルの破壊に至るメカニズム¹⁵⁾

図7-54に示されたトンネルの破壊モードと地表面沈下分布曲線形状を組み合わせ、ショートベンチ工法によるトンネル掘削を想定して、このようなトンネルの破壊に至る過程を推定してみると、次のようになる。

- (1) 土被りの浅いトンネル上方地山は、トンネル空間に対して、一枚の連続したスラブ材のような形で、相互に連続性を保った状態のまま平面的にあらゆる方向の地山の強度に依存してトンネル空間を支えている状態と想定される。掘削が進行しても、地山の強度が十分大きい場合には、トンネル縦断方向の地表面沈下分布は、図7-55(a)のようになり、沈下量も小さく、沈下勾配も緩やかである。この沈下分布曲線の形状は地山の強度に応じて変化し、沈下量が大きくなったり、沈下勾配が大きくなったりする。
- (2) さらに、地山の強度が小さかったり、地山を損傷させるような掘削を行ったりした場合には、図7-55(b)のように、トンネル掘削の影響が切羽の前方まで伝わり、切羽から比較的離れた位置でも地表面沈下が発生する。このような影響を受けた状態にある地山は、図7-55(c)のように、さらに、実際の掘削の影響を受けるため、切羽及びその前方のゾーンでは、地表面沈下の縦断分布曲線の勾配は急になり、このゾーンはトンネル縦断方向の連続性を断つような強いせん断力が作用した状態になる。また、このせん断状態に対しては既掘削部の沈下の進行も大きく影響する。そのため、この既掘削部の沈下を抑止することが、このせん断状態の進行を防止するために重要となる。
- (3) 図7-55(c)の切羽およびその前方のゾーンの強いせん断状態がさらに進行すると、この強いせん断ゾーンは切羽付近に集約され、このせん断状態に地山が耐えられなくなると、図7-55(d)のように、切羽付近のゾーンには、一種のせん断面が形成され、この面に沿った切羽の抜けや地山の崩壊が生じる。
- (4) (3)の状態は、(1)で示したトンネル空間を支える連続性を有したスラブ状の地山に、の連続性を維持することができない状態が生じたものと解することができ、このようなトンネルの破壊発生過程は、トンネル上

方地山の限定されたエリアのせん断状態の進行とせん断破壊の発生という形で集約できると考えられる。

- (5) このような過程は、トンネル横断面についても同様であることが、図7-9や図7-52に示したトンネル横断方向の地表面沈下分布曲線の変化過程からも推定できる。
- (6) (3)のようなトンネルトンネル縦断方向の地山の連続性が失われる状態が発生すると、これが局所的なトンネルの破壊であり、切羽等の自由面が大きく押し出して崩れるか、または地表面を含む周辺地山に大きな沈下をもたらす、地表や地中に大きなクラックを発生させることになる。この状態は、地山の側からは、いわゆる2方向スラブ状の支保形態が1方向スラブ状になったと考えることができ、トンネル縦断方向の連続性に依存してトンネル空間を支えていた分の支保力を横断方向と支保部材が負担しなければならない状態が生じる。この更なる負担に支保を含む地山全体が耐えられなければ、トンネルが潰れる全体崩壊が生じることになる。

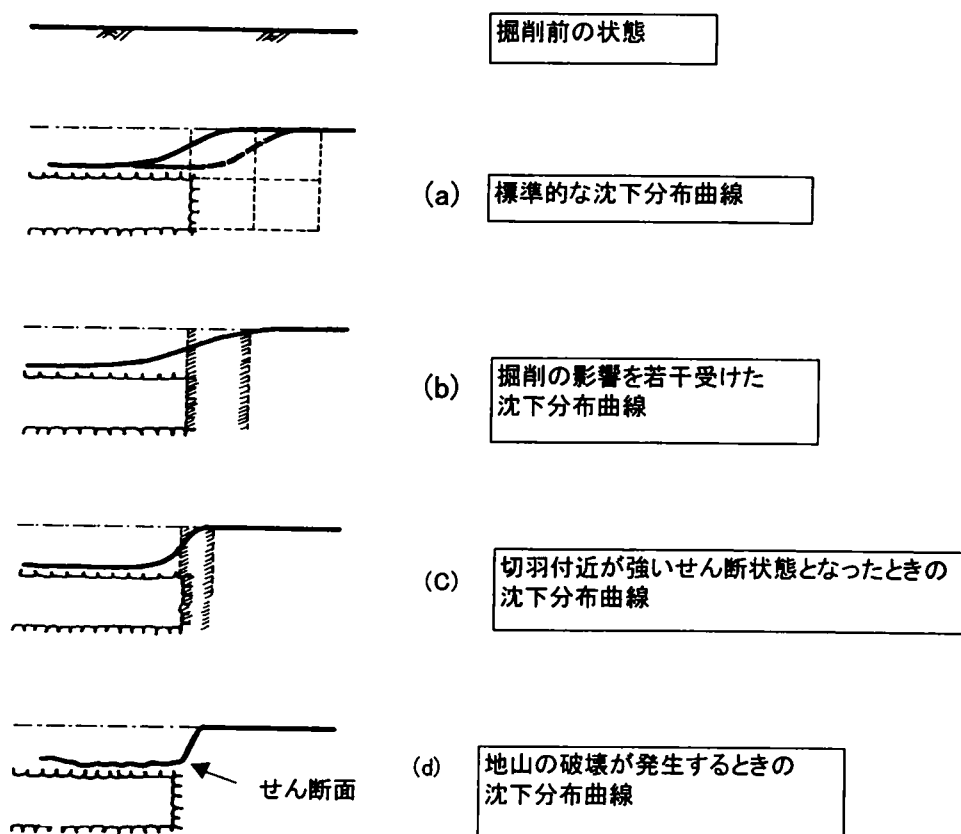


図7-55 切羽付近のトンネル破壊に至る過程のトンネル縦断方向の地中沈下分布曲線

第3節 結論

本章で検討した土被りの浅い地山におけるトンネルの破壊についての結論は、次のとおりとなる。

- (1) 土被りの浅い地山におけるトンネルの破壊が生じる危険箇所は、上半、下半等の切羽部分であり、その破壊はトンネル上方地山の水平方向への連続性を断つような破壊モードで生じる。
- (2) この種の破壊は、トンネル縦断方向の連続性を断つモードで単独に生じるか、地山破壊時の上載荷重に対して十分な強度を有する構造体として支保が設置されている場合には切羽付近の局所的な破壊にとどまるものの、横断方向の連続性を断つ状態が同時に発生する場合にはトンネル全体の破壊という大きな破壊となる。
- (3) このような破壊は、トンネル縦横断方向の地表あるいは、地中の沈下分布曲線の性状をもとに、第3章で提示した曲げモーメント指数や単純せん断ひずみなどの指標の変化状況を追跡することにより、破壊に至る過程を把握し、破壊を防止する対策を講じる判断資料となる。

参 考 文 献

- 1) J.H.Atkinson, D.M.Potts, A.N.Schofield; Centrifugal model tests on shallow tunnels in sand, Tunnels & Tunneling January, 1977
- 2) E.H.Davis, M.J.Gunn, R.J.Mair, H.N.Senevirante; The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive materials, Geotechnique 30 No.4, pp397-416, 1980
- 3) J.H.Atkinson, D.M.Potts; Subsidence above shallow tunnels in soft ground, Journal of geotechnical engineering division A.S.C.E. April 1977
- 4) T.Kimura, R.J.Mair; Centrifugal testing of model tunnels in soft clay, Proceedings of 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 1981
- 5) R.J.Mair; Centrifugal Modeling of Tunnel Construction in Soft Clay, A dissertation submitted for the Degree of Doctor of Philosophy at Cambridge University, 1979
- 6) J.H.Atkinson, A.M.Cairncross, R.G.James ; Model test on shallow tunnels in sands and clay, Tunnels & Tunneling pp28-32, July 1974
- 7) J.H.Atkinson, E.T.Brown, M.Potts; Collapse of shallow unlined tunnels in dense sand, Tunnels & Tunneling, May, 1975
- 8) 横山章、木村宏、高瀬昭雄 ; NATM による掘削時の現場計測に基づく施工管理手法、トンネルと地下 第 15 巻 4 号 pp7~17, 1984.4
- 9) 藤森房司、田代美樹男、木村宏、木村光夫 ; 土被りの浅い砂質地山における安全管理方法、土と基礎 34-2、pp45~52, 1986.2
- 10) 財団法人国土開発技術センター ; 国分川分水路トンネル工法検討委員会資料、1984.10
- 11) 清水建設株式会社 ; 国分川分水路トンネル第一工区工事報告、部内資料 1984.10
- 12) 日本鉄道建設公団盛岡支社 ; 津軽海峡線 (本州方) 大川平トンネル会議資料、部内資料 1983.7
- 13) 日本鉄道建設公団盛岡支社 ; 津軽 (本) 大川平 T 外 4 NATM 施工解析他報告書、1985.2
- 14) 木村宏 ; トンネル周辺の崩壊に関する考察 土かぶりの薄い地山、第 16 回岩盤力学シンポジウム講演論文集、pp195~199, 1984
- 15) 横山章、藤森房司、寺戸幸雄、木村宏 ; 土かぶりの薄い未固結地山における切羽及び切羽前方地山の劣化の予測に関する研究、第 15 回岩盤力

学シンポジウム講演論文集，1983

第 8 章 トンネル設計・施工の理念

第1節 序論

第1章では、著者が考えるトンネル設計・施工の基本理念について概説して、地山と支保の相互作用解明の必要性から本研究の位置づけを示した。本章では、第2章から第7章まで行った現場計測結果の分析、評価から得られた地山と支保の挙動特性を背景にして、著者が考えるトンネル設計・施工の理念を詳述する。

第2節 トンネル設計・施工の理念

著者はトンネル設計・施工の基本理念は、「地山に最適なトンネルの設計・施工を行う」ことと考える。この基本理念は、山岳、シールド、開削を始めとするあらゆるトンネル、あらゆる種類の地山を対象とする理念の基本になるものと考えている。

2-1 地山

NATMにより「地山の持つ耐力を最大限に活用してトンネルの設計・施工を行う。」ことがトンネルの基本概念として広く理解され、トンネル設計にあたって、地山は敵から味方に大きく変身した。このことは、トンネルにおける設計と施工の考え方に一大転換をもたらした。

地山も設計すべき支保、トンネル空間を支える支保になったのである。地山も支保部材として設計すべき対象になったのである。しかしながら、この新しい支保部材は、他の支保部材と異なり、その性状や耐力があらかじめわかっているわけではなく、トンネルを掘る前にどのような状態になっているのかもわからない相手なのである。しかし、無普請のトンネルでは、トンネル空間を支えているのはまぎれも無く地山そのものであり、硬岩地山でも、トンネル空間を支える主たる役割を果たすのはやはり、地山である。

地山は千差万別である。全くの硬い岩からなるものもあれば、たくさんの亀裂が入った岩や強く風化して脆くなったものや強度は弱い均質な堆積岩からなるものから土砂地山に至るまでいろいろな種類と特性をもった岩や土から成っている。これに地下水の様々な状態が加わり、さらに、土被りの条件や地層の構成や傾斜や地表面の形状などの条件もあり、その様相は、まさに、千差万別と言える。トンネルは、基本的には、このような地山を掘削して作られるも

のであることから、まず、第一に、地山の事を考えなければならないのが当然である。著者のトンネル設計・施工の基本理念は、この地山をその中心に置くことから始まる。

土被りの浅い未固結地山などでは、地山に対して相対的に大きな剛性を有した支保が施工され、その効果によってトンネルの施工が可能となっている。このことをもって、トンネル設計・施工において地山を、まず、第一に考えることに意義を唱える人があるかも知れない。著者は、通常、山岳トンネル工法で用いられる吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工に加え、いくつかの補助工法を付加して、山岳トンネル工法の限界に近い低強度地山で多くのトンネルの設計、施工に携わってきた。本論文では、そこで行った現場計測結果から、地山と支保部材の挙動を分析した成果を示したが、このような低強度で高変形性の地山で成功したトンネルですら、新幹線断面のトンネルとしては破格の小さい支保（単線断面用）で、しかも、鋼製支保工の下半を省略して施工しても、同じような土被り比（ H/D ）の場所での従来のトンネル施工例よりも小さい地表面沈下量で施工できている。また、補助工法としてミニパイプルーフや薬液注入を実施しても、その地山沈下抑制効果は、これらの補助工法のない場合の施工誤差の範囲内で土被りの増大に対する地表面沈下量の減少と比べても補助工法が目立った効果が見られない。

すなわち、支保の剛性の変化や補強によっても、制御可能な地山の沈下量は小さく、低強度で、高変形性の地山、いわゆる相対的に支保の剛性が大きくなるような地山でも、やはり、主役は地山であり、他の支保部材は脇役なのである。もっと地山の強度と剛性が大きく、変形性能の小さい地山では、この傾向はさらに強まることは、すでに述べたとおり論を待たない。

2-2 地山と支保の相互作用

地山は、他の支保部材と同様に、どのようなやり方でトンネルを掘るか、どのような他の支保部材をいつの時点で地山の補助としてトンネル空間を支えるために参加させるかによって異なった挙動をするというやっかいな相手である。

地山に発生する沈下や変位をとって考えてみると、このような地山の挙動はトンネル空間を支える主体が地山であると言っても、掘削方法や掘削手順、支保の規模によって異なることはよく知られている。また、支保の地山挙動に与える影響が支保の施工の時期や支保の形状、構造によって異なることも同様である。地山と支保は、それぞれの剛性やその接触状況に応じて互いに影響しあっている。このことは、地山と設置された支保が掘削というアクションに対して互いに影響しあっていることを示しており、そこに地山と支保の相互作用が

発生し、その状況によって、地山も支保もその相互作用の程度に応じた挙動をすることになる。

栗山トンネルにおけるトンネル破壊の事例では、斜面部に施工した支保が不十分であったため、掘削の進行に伴い既設の支保の沈下が増大して、切羽前方の地山への過重な負担が生じ、それに切羽近傍の地山が耐え切れず、地表面クラックが発生し、最終的には、地山の破壊を引き起こしている。堀之内トンネルの破壊事例でも、同様の傾向が確認されている。さらに、その片鱗は本論文の吹付けコンクリートの挙動にも見られるが、地山と接着性の向上した厚さの薄い支保として高強度の吹付けコンクリートを用いる場合には、地山は強く付着した吹付けコンクリートと一体となって、誇張して言えば、あたかもラップで被覆した軟らかい材料を押しやり、引いたりするのに似た挙動を示すことになるかもしれない。同様に、吹付けコンクリートと一体となった鋼製支保工は、吹付けコンクリートの芯材として、鉄骨コンクリートとしての機能を吹付けコンクリートに付加する挙動を示している。

このように、支保と地山が、あるいは、支保同士が一体となって挙動し、それぞれが影響しあってトンネル施工が行われるところに、地山と支保の相互作用による挙動特性とメカニズムの解明が重要となる所以がある。地山の性状把握や支保の性状把握に加え、地山と支保の相互作用の解明なくして、地山の持つ耐力を最大限に活用してトンネルの設計・施工を行うことも、地山に最適なトンネルの設計・施工もできないと考える。

2-3 設計・施工の一体化

地山と支保の挙動が掘削というアクションによって発生し、その挙動がこれら相互作用の状況によって異なることから、これまでは施工計画として取り扱われてきた掘削工法の選定や掘削手順や支保部材の施工方法や施工時期など要素が、従来から言われている支保部材個々の種類と規模、寸法などを決める設計と同次元、あるいは、それ以上の重要性を持つものとなり、トンネルの設計と施工が一体不可分の関係として取り扱わなければならないと言えらる。ここでは、ロックボルトの打設時期とその方向、断面の分割手順は当然のこととして、ベンチの長さを調節したりインバートの1掘進長を変化させたりする第6章で述べた掘削の型やインバートの閉合時期を早めたりすることが、施工ではなく、設計ということになる。地山と支保の相互作用に影響を及ぼすトンネル工事の要素は、基本的に設計として取り扱うこと、すなわち、設計と施工の一体化が必要となる。

2-4 すべてのトンネルの設計・施工を統一する概念

トンネルの設計・施工は、土木学会トンネル標準示方書に見られるように、主に、山岳工法、シールド工法、開削工法の3つに分類されてその標準的な手法や考え方が整理されており、そのほかに、沈埋工法などの工法などが知られている。また、トンネルエンジニアは、この分類に準じた形で山岳トンネル派、シールドトンネル派などと自分を評してトンネルの設計・施工に従事している。

著者は、このような考え方にこそ、トンネルの設計・施工を統一して考える基礎が育たない最大の原因があると考ええる。このような考え方のもとでは、トンネルの施工対象である地山の取り扱い方、構造物の設計方法の実務上の取り扱い方法に極めて大きな相違が発生し、とりわけ、都市部の未固結地山を対象として行われる山岳工法とシールド工法における両者において、その相違が注目されている。

「シールドも NATM である。」著者が1992年に発表したシールドと山岳工法の設計・施工を統一する概念として発表した論文¹⁾には、この問題に対するひとつの考え方が示されている。その考え方の根幹をなすのは、①地山を主体にトンネルの設計・施工を考えること、②地山の特性に合わせたトンネル施工方法を考えることである。その考え方を、当時 NATM でよく用いられていた地山特性曲線を用いて論じたものである。ここでは、その考え方を、さらに、実際のトンネル施工を考えて、すべてのトンネルの設計・施工を統一的に考える概念として提案する。

すべてのトンネルの設計・施工を統一的に考える概念は、次の3つの要素からなる。

- ① 考える主体は地山である。
- ② トンネル空間を支える地山と支保の相互作用を考える。
- ③ トンネルに課された個別の制約条件、課題を考える。

これらの要素にしたがってトンネルの設計・施工を行うことが、すべてのトンネルの設計・施工を統一的に考える概念となる。

ここで、①と②の要素が、トンネル設計・施工の基本理念である「地山に最適なトンネル」実現に必要な要素であり、③に示した要素は、実務上不可避な要素として、基本理念に加味された要素である。また、②に含まれる「支保」は、単なる山岳トンネルにおける支保部材という意味ではなく、トンネルを構築する空間を保持する地山以外のすべてのものを示すものである。

(1) 考える主体は地山である

すでに、述べたように山岳工法においては、このことは一般に認められてい

ることである。しかし、シールド工法や開削工法においては、この考え方に対する認識はどうだろうか？その取り扱い方に相違はあるのだろうか？

著者は、基本的な取り扱い方に相違はないと考える。少々違うのは意識の持ち方くらいであり、地山を中心に、それに適合したトンネル作る工法になっていると思う。

山岳工法では、NATM の普及により、トンネル空間を支える主体は地山であることが声高に叫ばれ、その意識が伝わってはいるものの、実際の設計・施工においては、対象となる地山区分にその評価の中心が置かれている程度である。シールド工法や開削工法では、考える主体は地山であるという意識はあまり無くても、砂、粘土の区分や設計上の物性値の設定において、地山を主体的に評価している。また、このような状況のなか、ほとんどのトンネル工事現場で、トラブルもなく順調にトンネル工事が進められている。もう少し、現在行われている設計・施工について、地山を主体的に考えたものになっているかどうか意識的に再確認してみる必要がある程度で、山岳トンネル工法と実用上の取り扱いに大差はないと考える。

したがって、考える主体が地山であるというしっかりした意識を持ってトンネル工法の選択やその設計・施工方法を議論している限りそこで採用される工法が山岳工法であれ、シールド工法であれ、はたまた、開削工法であれ、その設計・施工はひとつの統一した考え方に従っているものと考ええる。ただ、その意識が十分ない場合には、標準的な設計、施工法を適用しているときに予期しない事象や緊急事態が発生した場合の処置や設計・施工の変更が適切に行えなくなる。このような緊急事態にこそ、考える主体が地山であることの考え方が重要になる。

（２）地山と支保の相互作用を考える

山岳工法における地山と支保の相互作用を考える重要性については、前述のとおりであるが、シールド工法や開削工法においても、同様のことが言える。シールド工法においては、切羽部分は掘進中、加圧された泥水や泥土で支えられているが、この泥水や泥土による切羽の支えは一種の支保であり、この加圧の程度や変動によって、地山の沈下量が変化する。その相互作用のメカニズムの把握こそが、シールドトンネルの設計・施工を考える上での最も重要な課題となっていることは言うまでもない。さらに、組み立てられたセグメントの剛性に依拠してトンネル断面が変形して地山の沈下を引き起こしたり、シールドマシンの推進に伴って、地山とマシン外周の摩擦によって地山が変形したりするなどの現象も地山と支保の相互作用の結果と考えられ、いずれの現象も、シールドトンネルの設計・施工を考える上での重要な要素のひとつである。

また、開削トンネル工法では、仮土留めとして用いられる連続壁の種類や剛性、さらに、掘削過程での挙動に応じて、その仮土留めを本体利用する場合の土留めの設計条件に相違が生じ、その評価が課題とされている。また、本体利用しない場合でも、支保材を盛り替えながら内部にコンクリート構造物を構築していく手順とそのやり方によって、出来上がって構造物に作用する外力が異なってくる。この問題については、十分な研究が行われておらず、その研究が合理的な設計・施工としてどの程度寄与するかわからない段階であるものの、地山と支保の相互作用の重要性を示す事象と考える。

(3) トンネルに課された個別の制約条件、課題を考える

個々のトンネルには、その用途や建設される環境条件などによって様々な制約条件や課題が課せられる。たとえば、トンネル上部に家屋が多数存在し、これらに対する施工の影響を回避しなければならないとか、道路下に建設されるトンネルは、道路の交通阻害を最小限にしなければならないという条件である。さらに、最近では、地下水位の低下をさせないなどという環境問題に伴う制約条件から工事費用の限度額など課せられる課題は多様化している。これらの条件と課題を整理してみると、たとえば、トンネルの機能面、耐久性の観点から要求される条件、環境面から課される地下水位低下防止や地下水流の阻害を防止するという課題、施工に伴う地盤変位を防止し、周辺施設への影響を防止するという課題、また、社会経済活動面からの交通および周辺居住者の居住性や利便性の阻害を最小限にするという課題ということになる。

トンネルに課せられたこのような課題は、トンネル施工上、避けては通れないものであり、その重要度は日増しに高くなってきている。むしろ、地山や地山と支保の相互作用ということより、この制約条件や課題によってトンネルの設計・施工が決まってしまうことが普通であるというのがトンネルエンジニアの実感である。したがって、この制約条件や課題に適うトンネルを作ることが、不可欠の要件と言える。

2-5 トンネル設計・施工の理念

2-4で述べたすべてのトンネルの設計・施工を統一する概念を達成すること、すなわち、「トンネルに課せられた制約条件に適い、地山に最適なトンネルの設計・施工を行う。」ことがトンネルの設計、施工の理念であると考えている。

第3節 理念に適うトンネルの設計・施工

トンネル設計・施工の理念に適うトンネルの設計・施工とは、どんなものとなるか？について考えてみる。

その要件は、次の３点に集約できると考える。

- ① 設計者・施工者・施工管理者が同じように対象トンネルの設計・施工を理解していること。
- ② 設計・施工・施工管理が有機的に関連性をもって推進できること。
- ③ トンネルの合目的性に適うことを考えた設計・施工であること。

３－１ 設計者・施工者・施工管理者が同じように対象トンネルの設計・施工を理解していること

トンネル工事については、その発注者、設計者、施工者、施工管理者がおり、発注者と設計者、施工者と施工管理者がそれぞれ同一だったり、それぞれが全く別々であることが多い。ここに、問題が発生する要因のひとつがある。もちろん、ほとんどのトンネルは、発注者、設計者、施工者、施工管理者が別々で、意思の疎通を欠いていても、トンネル工事はトラブルもなく、順調に完成させることができるし、トンネルに課せられた課題もほとんどないのが普通である。しかし、ここでは、トンネルの設計・施工が、地山に最適になっているかどうか疑わしい。そのほとんどの場合は、設計や施工計画が地山に必要なレベルより、過大であることが多いと考えられる。このようなトンネルでは、専ら、地山分類に基づく設計パターンによる設計が行われ、その結果、順調な施工が完了する。このことは、この設計方法の余裕の（あるいは、無駄な）部分の効果によって順調な施工が行われているとも考えられ、地山に最適かどうかの意識も無ければ、確認の姿勢も見られないのが普通である。

しかし、トンネル工事に課せられる制約条件や課題があり、その達成に様々な対策をとらなければならない場合やトンネルの施工そのものが難しい条件のトンネルでは、トンネル工事の最初の段階である調査段階から、この工事の課題や地形、地質上の特性に注意を払った対応が行われ、その成果に基づいた設計が行われる。もちろん、その過程では、トンネルに課せられた制約条件や課題達成のため地山の特性や地山と支保の相互作用の視点から、設計・施工を一体とした検討がなされなければならない。もっとも、重要なのは、ここでの検討内容、判断指標、判断結果についての情報が、引き続く施工者・施工管理者に確実に伝えられることである。

設計段階では、発注者と設計者がお互いに検討を行う。たとえば、トンネルの掘削方法や断面分割にしたがって、設計の大前提となる切羽をはじめとする掘削面の自立性の評価を行う場合を考えてみる。その段階で、掘削面の自立性

確保のための補助工法など、様々な対処方法を検討し、その評価に基づいて掘削面が安定した状態を確保する方策を決める。この過程では、掘削面の安定性と方策の適合性や経済性が吟味され、ある判断指標にもとづいて決定されることになるが、その判断指標は概ねこれまでの施工事例や判断する担当者の経験や技術力であり、実際の施工にあたっては、その対応で過大ではないか、過小ではないかの確認が必要である。さらに、経済性に適う点を考慮した検討を加える場合には、厳しい判断基準が求められ、その結果決定される対応策は、一層、軽減され、判断そのものに不安な要素が増えてくる。そして、このような不確実性を伴った重要な判断や確認が後送りされ、見切り発車的な決定となるような場合も生じうる。このような判断をもとに決定されたいくつかの設計要素が積み重ねられた結果として、施工と一体化した設計が決められることになる。そこには、どのような条件を重要視し、それに対してどのような情報をもとに、どのような評価指標を用い、それをどのように判断したかという前提条件がいくつも積み重ねられている。

施工段階では、このような過程について、施工者に対して発注者や設計者から説明やその内容について、施工者と一緒になった検討の機会が十分に持たれることが付加欠である。事故やトラブルの多くが、この不可欠な手続きが不十分だったことによって発生していると言っても過言ではない。施工者は、提示された資料に基づいて、独自の技術力をもって、新たに、設計・施工を検討し、独自の設計・施工計画を作るだけでなく、この検討過程で、設計段階での検討、評価、判断の内容に関する情報を的確に把握し、施工者の視点や技術力が適切に反映される形で、実際の設計・施工が決められていくことが重要である。

また、このような検討を通じて発注者・設計者と施工者・施工管理者の共通の、あるいは異なった認識や判断が明らかになることによって施工管理の重要な視点も明らかになり、スムーズで適切な施工と施工管理が行えるようになると思う。

3-2 設計・施工・施工管理が有機的に関連性をもって推進できること

さらに、トンネル設計・施工の理念を実現するために、重要な要素として、挙げられるのが、設計・施工・施工管理を有機的に関連性をもって推進することである。この推進のためには、次の4つの点に関する共通の認識が必要と考える。

- ①設計変更
- ②モニタリングとフィールドメジャメント
- ③アナログ情報の多様性とデジタルデータの一般性

④数値解析の役割

(1) 設計変更

トンネルの設計・施工においては、事前の地質調査が行われ、トンネル施工に伴う地山や支保の挙動についての予測が行われる。事前の地質調査には時間的にも、経済的にも制約があるため、その得られる情報もあくまで点または線の情報とならざるを得ない。事前の調査で地山特性を十分に把握することは難しく、その調査結果に基づいてトンネル施工に伴う地山や支保の挙動の予測が行われ、トンネルの設計が決められる。したがって、その調査、設計の段階から、検討対象地山の性状や特性に対する情報には不確実性が残り、それに基づいて決められる設計にも地山に対する適合性の点で不確実な部分を含むことは避けられない。したがって、実際の工事が行われて初めて、地山に対する設計・施工計画の適合性が確認されることになるのが普通である。

トンネルに課せられた制約条件が達成され、施工上何のトラブルもなく施工できる場合もそうでない場合も発生しうる。地山に最適という理念に立ち返れば、前者の場合には、設定した設計・施工が過大ではなかったという評価に伴う設計・施工の適正化が、後者の場合には、地山に適合しなかった設計・施工の見直しが必要になることは言うまでもない。実際に設計変更が行われずにトンネル工事が完了している多くの場合は、変更する必要があるというよりは、少々過大な設計・施工計画であってもその適正化の処置がとられていないと考える方が自然なのである。したがって、いずれの場合もトンネル設計・施工理念の達成のためには、設計・施工の変更、一般に言われる設計変更が不可避と考えるべきであり、トンネル工事に携わるすべての者に、この共通の認識が必要である。

(2) モニタリングとフィールドメジャメント

NATM の理解に伴い、いわゆる現場計測の必要性が認識され、A 計測、B 計測として、たくさんのトンネル現場において計測が実施されてきている。この現場計測については、モニタリングだ、フィールドメジャメントだと識者によってその呼び方や位置づけに相違が見られるようであるが、著者は、現場計測を、次のように分けて考えることにより、トンネル設計・施工の理念の実現に果たす現場計測の役割を考えている。

まず、「モニタリング」とは、施工前に計画した設計・施工の考え方や判断が適切であったかどうかを判断するための計測であるとする。また、「フィールドメジャメント」とは、地山の挙動や地山と支保の相互作用を解明し、その成果を数値解析や整理分析によって一般化してトンネルの設計・施工に反映させる

ための計測であるとする。すなわち、モニタリングによって、実際の施工における設計・施工の良否を確認し、これを適正化し、フィールドメジャメントによって、詳細な地山特性や地山と支保の相互作用を分析して、新しい設計・施工に反映させるということになる。これによれば、これまでの A 計測や B 計測は、モニタリングとなり、フィールドメジャメントは、別視点の現場計測となる。

このような区分は、これまでの現場計測結果が、あまりにも、それぞれのトンネル固有の条件に基づく結果という色彩が強く、その場限りの計測としての意味しか持ち得ないものであったことや詳細な地山や地山と支保部材の相互作用を分析、評価するためには、情報不足で、計測に費やした費用や労力に比してその成果が得られていないという著者の考え方による。モニタリングとフィールドメジャメントの区分が不明確で、フィールドメジャメントとしての役割を果たす現場計測が行われてこなかったのである。地山や地山と支保の相互作用をトンネル施工という視点で詳細に分析し、その結果が一般的なものとして設計・施工に効果的に反映されるようにしなければならない。そのためには、実際のトンネル施工が研究室等ではできない実物大実験であるということを念頭に、トンネルの設計・施工計画に応じた対象地山、測定断面、測定点の選定や測定機器の選定、測定頻度、測定期間など、その計測目的を詳細に検討したうえで決定しなければならないと考える。

フィールドメジャメント実施に当たっては、事前の地山挙動や支保部材の挙動の予測を十分行い、できるだけ、学際的な実験計画法に則った計測計画の策定が必要である。実際のトンネル施工においては、モニタリングばかりでなく、フィールドメジャメントの実施をひとつの課題として、産学協同した研究が望まれる。

(3) アナログ情報の多様性とデジタルデータの一般性

現場計測によって得られる測定結果は、個々には、数値といういわゆるデジタルデータであるが、その数値を時系列やその他の基準軸に沿って連続的につないで得られるグラフはアナログ情報となる。このグラフからは、その数値だけの表示からは得られない極めて重要な情報が得られると考える。本論文では、地山の沈下挙動と破壊や支保部材の挙動について、アナログ情報としてのグラフからの分析とデジタルデータとしての絶対値としての評価を試みたが、得られた有意義な情報にはアナログ情報によるものが多かったように思われる。

現代は、まさに、デジタル時代であり、トンネルの世界でも、どのようにトンネルが挙動するかということよりも、変位は何 cm 発生し、応力は何 Mpa 発生するかというデジタルデータが珍重されるようである。その数値が計測値

であれ、解析結果であれ、本来は、その数値が得られた過程やどのような状況で発生したものなのか、前提条件としてはどんなものがあるかということが基本となってその数値が評価されなければならないはずである。この過程や状況、前提条件が受け入れられてはじめて、その数値が本来の数値としての意味をもつと考える。確かに、デジタルデータで表わされたものは、明快で、どこにでも端的に示すことができるし、一般性をもった普遍的な答えとして認めてもらう

手段として、また、普遍的な答えである証明として、結果をデジタル化することも行われる。

このような傾向があるとか、このような変化過程をたどるといったアナログ情報の分析結果は、少し軽んじられているのではないだろうか？一般化、普遍化の結果としてのデジタルデータや一般化、普遍化につながる、その方向性を示すためのデジタル化の価値を否定するものではなく、研究成果の一般化、普遍化に向けたデジタル化を目指して地山挙動や地山と支保の相互作用の研究を進めていかなければならないと考える。本論文に示した検討結果から見てわかるように、地山と支保の相互作用の結果として得られる支保部材の挙動については、傾向や変化過程としての特性さえも一般化することが十分できていない現状である。しかしながら、第3章、第4章で示した支保部材の応力の切羽の進行に伴うアナログ情報からもわかるように、基準軸を変えたり、データの表示間隔、頻度を変えることにより、これまでは見つからなかった新しい挙動特性が見つかることも多い。現場計測値のように、もともとはデジタルデータであったものでも、その視点を変えたアナログ情報化によって、隠された支保部材や地山挙動に関する多様で有益な情報を発見できる可能性があると思われる。

まだ緒についたばかりの地山と支保の相互作用の研究を進めていく上においては、このようなアナログ情報あるいはアナログ化されたデータの持つ情報の多様性を大切にして、その中から地山に最適なトンネルの設計・施工に資する有用な成果を探す姿勢が重要と考える。

（４）数値解析の役割

トンネル施工過程とそれに伴う支保と地山の相互作用を反映したトンネルや地山の挙動を、それぞれのトンネル施工条件下で予測する方法として、有限要素法による数値解析が用いられる。そして、それにより得られたトンネル内空変位量や地表面沈下量、吹付けコンクリートの応力や鋼製支保工、ロックボルトの応力値がトンネルの設計・施工計画の妥当性の判断に広く用いられている。

確かに、複雑な地山条件とトンネル掘削、支保の過程を再現して、その影響

を推定する手法として数値解析は欠くことのできない道具(ツール)ではある。しかしながら、あえて道具(ツール)として位置づけたのは、その結果が真ではなく、その結果を正しく評価、判定するためには、地山と支保のトンネル施工に伴う挙動特性と数値解析手法についての知識と理解が不可欠な要素であることによる。

用いた数値解析手法は地山の特性を十分表現できるか、トンネル掘削という3次元作業を十分反映したものか、地山と支保の相互作用は的確に反映されているか、地山にある水の状況は反映されているか、という観点で解析手法の適用性とその適用限界をしっかりと認識したうえで、出てきた結果の評価を行うことが重要である。現在用いられている解析方法では、これらの要件をすべて兼ね備えたものはないと考える。

地山の特性については、地山材料に応じた構成式の研究として広く進められており、その構成式を用いた各種の解析方法が提案されている。特別な対象地山を除けば、一般に用いられる弾性解析や弾塑性解析で、実用上は十分な場合が多い。しかしながら、地表面近くに大きなトンネルを掘削する場合で、地山の変形係数が小さい場合で、トンネルから下の解析エリアが比較的大きな場合には、トンネル掘削にともなって、地山が隆起する解析結果が出る 경우가多く、沈下が発生する場合でも、その沈下分布曲線形状が実測により得られる沈下分布曲線より傾斜が緩やかであるという特性を持つ場合が多い。また、地山に発生する現象で、そのトンネルの成否を決めるような現象として、地山内の地下水の移動が関係するような場合には、この地下水の移動を考慮した解析手法が必要となる。

トンネル掘削という3次元作業を解析に反映させる手法としては、掘削相当外力を、応力開放率としていくつかに分けて掘削面に作用させる方法が一般的にとられているが、この方法は、トンネルクラウン上方地山に発生する沈下量に対して、二次元平面ひずみ状態での弾性解析結果と現場計測結果を適合させる手段として用いられてきた手法の延長上の手法であり、元来、地山や支保部材の応力状態がうまく表現されるようにはなっていない。そのうえ、地山の変位についても厳密な意味での適合性が確認されているとはいいがたい。しかしながら、解析結果として得られる地山変位や内空変位、支保部材の応力に実用上必要な精度を備えていると判断されていることから、広く適用されているにすぎない。これらの解析結果をデジタルデータとして明確に示しうる精度では決して無いのである。少なくとも、トンネルをこのようにして施工したら、その数値の変位や応力が発生しますと言い切れるような精度ではないと考える。三次元的な作用で効果を表わす補助工法や支保部材はもちろん、付加的に施工する支保部材などの効果を適切に反映するかどうかについては、厳密に追求し

た事例すらない。三次元解析は費用の点で実務に供せられる状態になっていないといわれるが、関係者の努力により、少なくとも三次元解析が早々に実用に供せられるようになることが望まれる。

さらに、地山と支保の相互作用については、支保部材の物性や地山掘削と支保部材の施工手順、地山と支保部材の接続状況をモデル化して解析に反映させているが、地山と支保の相互作用の実態が解明されていない現状では、その適否を判断することが難しい。しかしながら、断片的な地山と支保の相互作用の実態と比較して、解析結果から得られる支保部材の地山に対する影響度は、実際より小さい結果となっているように思われる。

地山にある水の移動を考慮した解析は、都市部の軟弱粘性土など地下水位の低下に伴う圧密による地盤沈下が問題となるトンネルの解析や環境保全としてトンネル掘削に伴う地下水位の低下を抑止することが必要なトンネルを対象に用いられるものの、一般的に用いられる段階になっていない。

このように、現在、トンネルに用いられている数値解析手法にはその解析結果を支配する特徴や結果の評価上考慮しなければならない課題が多くあり、その結果の評価には、数値解析手法とトンネル掘削に伴う地山と支保部材の挙動についての十分な知識と理解が必要と考える。しかしながら、トンネル施工の安全性や合理性を公に示すことが求められている昨今の社会情勢では、複雑な地山条件とトンネルの施工に伴う支保と地山の相互作用を考慮して、施工すべきトンネルの状態を予測して公に示すためには、この数値解析手法を用いる以外に手段がないことから、数値解析技術の一層の充実が望まれるとともに、それを支えるための地山特性や地山と支保の相互作用に対する研究の更なる進展が期待される。

3-3 トンネルの合目的性に適うことを考えた設計・施工であること。

トンネルの建設には、その用途とともにそれを完成するにあたって求められる様々な制約条件や課題があることはすでに述べた。「トンネルの合目的性に適うことを考えた設計・施工であること」とは、まさに、この制約条件や課題を達成するための設計・施工を行うことを考えて設計・施工を行うということであり、そのために有効で、経済的な対応策をとってトンネルを完成させること目指した設計・施工をすることである。

第4節 トンネルエンジニアの役割と課題

NATMの普及はトンネルの設計・施工の考え方に大きな変革をもたらしたば

かりでなく、トンネルエンジニアの側には大きな誤解を招くことになったことは、第1章で述べたが、ここで示したトンネル設計・施工の理念実現のためには、トンネルエンジニアは大きな役割を担うことになる。それは、理念に示されたトンネルに課せられた制約条件や課題に適うトンネルを考え、それを地山に最適な形で実現する役割である。

トンネルには建設する目的や環境条件、さらに置かれた施工条件や時代背景を反映した社会的要請など様々な制約条件や達成しなければならない課題が課せられる。もちろん、対象となるトンネルによって地山条件や地山特性は異なり、また、課せられた課題の種類や重要度も様々である。トンネルエンジニアには、課された制約条件や課題の重要度に応じて、制約条件を守り、課題を達成し、安全で経済的にトンネルを作ることが求められる。安全で経済的なトンネルを作るためには、地山特性に最も合致したトンネルの設計・施工を考えなければならない。それが、地山に最適という意味になる。トンネルに課された制約条件や課題が無かったり、その重要度が低い場合には、この地山に最適なトンネルを作ることがトンネルの設計・施工の理念そのものとなる。地山に最適なトンネルを考える前提条件として課された制約条件や課題の達成があることになる。

このようにして作られたトンネルは、最も合目的で、最も合理的なトンネルとなるはずである。したがって、その理念を達成するためには、どのような機械や装備を用いて、どのような手順で地山を掘削するかとか、どのような材料を用いてトンネル空間を支えるかという視点や区分でトンネルを分けて、その設計や施工法の違いを論じたり、その区分に固執した考え方でトンネルを論じるのはあまり意味を持たない。また、山岳トンネル工法、シールドトンネル工法、開削工法など、その工法にこだわってトンネルを論じることもあまり意味をもたないと考える。そのトンネルを作る方法が課された制約条件や課題に対してどれだけ合目的であるか、地山に最適になっているかということに意味がある。

山岳トンネル工法を用いてトンネルを作ること、シールド工法を用いてトンネルを作ること、はたまた、開削工法や沈埋工法を用いてトンネルを作ることともトンネルに課された制約条件に適い、地山に最適なトンネルを作るという理念に立って、トンネルの設計・施工を考えたとき、それらは単なるひとつの手段である。自分はシールド派だ、山岳トンネル派だと言って、その手段にこだわって、その手段を通してしかトンネルを考えられないトンネルエンジニアは本当のトンネルエンジニアには成りえない。山岳、シールド、開削という代表的なトンネル工法ばかりでなく、それぞれの工法の中で用いられる凍結工法や薬液注入などの地山補強、止水のため方法をはじめ、各種の補助工法も、

それぞれが合目的で地山に最適なトンネルを作るための手段と考え、「トンネルに課せられた制約条件に適い、地山に最適なトンネルの設計・施工を行う。」というトンネル設計・施工の理念を実現することがトンネルエンジニアのあるべき姿ではあるまいか。そのため、トンネルエンジニアは、どのようなトンネルの設計・施工が、対象となるトンネルに課された制約条件を守り、課題を解決するために最も有効か、どのような適用方法をとれば最も有効か、地山に最適かを追求していくことを担わなければならない。

それでは、どのようにしたらトンネルエンジニアはあるべきトンネルエンジニアに近づくことができるであろうか？

トンネルを作る場合は、どんな場合でもトンネルを作る対象として、あるいは、場所として、地山という共通の土俵がある。沈埋トンネルには地山があるか？という人がいるかもしれないが、元来、一般的な地山は、大きく分けて土粒子、水、空気の3つの要素、すなわち、固相、水相、気相の3つの相から構成されていると考えられている。そのうち、水で飽和されて気相を持たない場合も、絶乾状態に近い水相を持たない場合もひとつの地山の特異な条件として存在する。また、厳密な意味ではあり得ないかもしれないが、鉱物の結晶だけで構成されている岩塩鉱山のような空気も水も含まないような場合は、固相しかない地山にトンネルを作ることに該当し、これもまた、ひとつの特異な地山条件と見なすことができる。このようにして考えると沈埋トンネルは水相のみで構成された地山に作るトンネルと位置づけられ、その工法は地山である水の特性に最適なトンネル工法を目指したものになっている。

したがって、トンネルエンジニアは、まず、トンネル施工の対象となる各種の地山の特徴、特性、特に、トンネル施工という人為的なアクションに対する地山挙動に注目して、現場計測や数値解析による予測を通して、その挙動特性を十分に知る必要がある。地山挙動は、地山の材料物性や支保部材の材料特性はもとより、掘削作業ばかりでなく、トンネル施工のもうひとつの要素であるトンネル空間を支える支保全体の地山への影響を総合的に含んだものであり、その把握にあたっては、時間的、空間的視点など多面的な把握が重要である。そして、トンネルエンジニアは、現在、その主流となっているパターン化された設計や限られた条件設定で実施される数値解析による地山挙動の予測に基づくトンネルの設計・施工の検討という役割に留まることなく、つねに、トンネルに課された制約条件に適い、地山に最適なトンネルの設計・施工を行うことを目指して、トンネル完成までの各段階を推進しなければならない。

トンネルエンジニアには、常に、地山材料や支保部材の材料特性に対する基本的な研究成果や地山と支保の挙動とトンネル掘削による地山挙動の事前予測のための数値解析技術の研究成果に目を向け、それらの成果を活用したトンネ

ルの設計・施工を行い、実物大実験ともいうべきトンネル施工時のフィールドメジャメントにより、その結果をトンネル技術の向上、発展に寄与させる気概が求められているように思う。

第5節 結論

本章の結論は、次の点である。

トンネル設計・施工の理念は、「トンネルに課せられた制約条件に適い、地山に最適なトンネルの設計・施工を行う。」ことにあり、その理念の達成がトンネルエンジニアの果たすべき役割である。そして、その基本は、「地山に最適なトンネルの設計・施工を行う。」ことである。そのためには、トンネルエンジニアには、常に地山や支保に対する基本的な研究成果などに目を向け、それらの成果を活用したトンネルの設計・施工を行い、その結果をトンネル技術の向上、発展に役立てる気概が必要である。

参 考 文 献

- 1) 木村 宏；地山特性に視点を置いたシールドトンネルと山岳トンネルの統一的設計・施工の概念，第 27 回土質工学研究発表会講演集，pp 2093～2096 ， 1992

第 9 章 結 論

本研究で得られた成果をまとめると次のようになる。

- (1) 第2章において行った現場計測に基づくトンネル周辺地山挙動の分析から土被りの浅い未固結地山で生じるトンネル掘進にともなう沈下挙動の詳細を明らかにし、この種の地山におけるトンネル掘削時に複雑で多様なアナログ情報として得られる沈下挙動の予測と評価に必要な情報として整理することができた。
- (2) 第3章では、土被りの浅いトンネル周辺地山の沈下挙動を特徴付ける指標として、従来から用いられている地表面沈下形状の特性を土被りと最大地表面沈下量比率に基づいて深度化した。さらに、新たに、現場計測によって得られる地表面沈下分布曲線を、トンネル上方地山をひとつのスラブまたは梁として考えた場合のたわみ曲線とみなして地山の変形にともなう地山の応力状態を評価する考え方に基づいた指標として傾斜（単純せん断ひずみ）、曲げモーメント指数、せん断指数を提案し、トンネル掘進にともなうこの指数の変化状況から地山状態を評価する方法を提案した。
- (3) 第4章では、ショートベンチ工法で施工したトンネルの吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工、二次覆工の、第5章では、サイロット工法で施工したトンネルの吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工の挙動をその内部応力やひずみ、地山との境界応力の測定結果を用いて、トンネルの施工段階との関係や挙動の対称性、再現性の観点から明らかにし、同様の工法で施工するトンネルにおけるこれらの支保部材の挙動を推定したり、現場での内部応力の測定結果を分析評価するための基礎となる詳細な情報としてまとめることができた。
- (4) 第6章では、第2章で得られたトンネル周辺地山の挙動と第4章、第5章で得られた支保部材の挙動特性を分析することにより、これらの支保部材の設計上考慮すべき基本的な考え方が知見として整理することができた。
- (5) 第7章では、4つの土被りの浅いトンネルで発生した破壊現象を既存の研究成果と照らし合わせ、さらに、破壊したトンネルで得られた地山の

変形挙動特性から第3章で提案した指標等を用いて詳細に分析することにより、トンネル破壊のメカニズムが明らかとなり、この種のトンネル破壊の兆候の予測に地表面や地中の縦横断方向の沈下分布曲線とそれから得られる地山状態を特徴づける指標としての曲げモーメント指数と傾斜（単純せん断ひずみ）が有効であることがわかった。

（6）第8章では、著者の考えるトンネル設計・施工の理念を明らかにすることができた。

本論文では、トンネル施工に伴う地山と支保部材の挙動特性について土被りの浅い地山を対象に、いわゆる山岳トンネル工法による施工時の現場計測結果の分析、評価に基づいて論じてきた。現場計測は、第8章で述べたフィールドメジャメントに沿うような考え方で実施し、計測結果は、データの多様性を大事にするためにアナログ情報として整理することを心がけて、分析を進めた。しかしながら、計測計画や分析計画を立ててすでに、約25年が経過し、計画の未熟さに伴うデータの不足や分析能力の不足のため、得られたデータから地山挙動や地山と支保の相互作用の複雑で多様な姿を明らかにすることは難しかった。本論文の各章で得られた結論は、このような状況の成果であり、土被りの浅い地山と支保部材のトンネル施工に伴う挙動の一部を確認したに過ぎない。第8章において、著者の考えるトンネル設計・施工の理念を述べたが、今後は、この理念に従ってトンネル設計、施工の実務に精励し、少しでもトンネル技術の発展と向上に役立つよう努力したい。また、トンネルエンジニアとしてトンネルの設計・施工、研究に携わる各位においては、トンネル設計・施工の根幹を見失わず、広い視野と旺盛な研究心を持って、今後の普遍的なトンネルの技術の確立に貢献していただくことを期待したい。

謝 辞

本論文は、著者が、当時の日本鉄道建設公団に入社して最初の現場を担当したときに行った現場計測結果を、その後のソウル地下鉄、北総線、東葉高速線、北陸新幹線における山岳トンネルの設計、施工管理の経験と、東葉高速線、片福連絡線（現ＪＲ東西線）、臨海高速鉄道線、常磐新線における泥水、土圧シールドトンネル、開削トンネルの設計、施工管理の経験をもとにまとめたものです。したがって、論文の主体となる現場計測が完了してから２０年以上経過したことになります。その間、著者の老化していくばかりの脳細胞の活性化にご支援、ご助力をいただきました多くの皆様方に心より感謝の意を表したいと思います。

まず、何よりも妻、由紀子に感謝したいと思います。この論文のほとんどは、結婚して１０年ぐらいの間にまとめたもので、その間、休日や帰宅後の時間のほとんどが計測データの整理・分析と個別の論文執筆の時間に当てられ、当時、まだ、パソコンが普及していない中、一緒に徹夜に付き合ってくれ、論文の清書もやってくれました。心から感謝の意を表したいと思います。

そして、田村武京都大学教授には、日ごろより、トンネルにおける応用力学についてのご指導をいただき、時に発散しそうなこの論文の取り纏めを親切に指導していただきました。また、足立紀尚京都大学名誉教授には、学生時代のトンネル工学の授業から始まり、修士課程を卒業してからも、私が担当したすべてのトンネル工事で、トンネルエンジニアとしてのあるべき姿をご指導いただき、牛歩よりものろい著者の論文執筆の進捗に対して、見捨てることなく、論文の完成に叱咤激励をいただきました。本当に有難うございました。

故人となられました畠昭治郎京都大学名誉教授には、大学、大学院修士課程の指導教授として、若い私に、自由な発想で伸び伸び考える基礎をご指導いただきました。また、太田秀樹東京工業大学教授には、畠研究室の助教授として「なぜ、人は地面の上を歩くことができるのに、水の上を歩くことはできないのか？」という難問？？を与えていただき、土質力学の基本をご指導いただいて以来、今日に至るまで、沢山の場面でご指導をいただきました。同じく、谷本親伯大阪大学教授には、畠研究室の助手、助教授として、この論文の基盤となる当時最新の山岳トンネル工法の考え方であるＮＡＴＭについて直接ご指導をいただき、私の目を山岳トンネルに向かわせるきっかけを与えていただきました。

横山章元日本鉄道建設公団理事には、最初の所属支社の長として、入社３年目の私の唐突な発想の計測計画と将来展望に、休日の朝から夕方まで耳を傾け

ていただき、本論文のデータを得る計測の許可をいただきました。また、小関周弘元国鉄清算事業団理事には、当時の直接の上司として、北越北線鍋立山トンネル工事担当への事前発令が出された著者を、当時の支社長に掛け合って、成田新幹線現場への赴任を命じていただきました。これによって初めて、私の土被りの浅い未固結地山でのトンネル経験の緒が開かれることになりました。

さらに、故人となりました元大成建設株式会社トンネル技術室長の池田宏氏には、成田新幹線堀之内トンネル作業所長として、若輩の私の唐突な提案を建設的にご理解いただき、トンネル工事の現場の実務を教えていただくとともに、この論文で取り扱った現場計測を率先して応援いただきました。また、元日本鉄道建設公団設計室（現鉄道建設・運輸施設整備支援機構設計技術室）調査役笹尾禎氏には、海外鉄道協力協会ソウル地下鉄建設現地事務所長として、著者がソウル地下鉄工事の設計、施工管理に従事している期間、戦後の直轄トンネル工事から現在に至るまでのトンネル工法や支保の歴史や変遷と、その時々技術について、理論的な考察に則って、幾晩も遅くまでご指導いただき、著者のトンネル技術の知識と考え方を深めることができました。謹んで御礼申し上げます。

最後に、この論文を取り纏める機会を与えていただきました、岡崎準鉄道建設・運輸施設整備支援機構副理事長と吉川大三同機構鉄道建設本部関東支社長をはじめとする同機構鉄道建設本部の多くの皆様方、とりわけ、論文中の図の作成と本文の清書、文章の校正等を忙しい業務の合間にお手伝いいただいた同機構鉄道建設本部関東支社の神田大、増田康男の両氏に謝意を表します。